

30-0064/001

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

Auswertung von Berichten über Abbrucharbeiten
von Spannbeton-Bauwerken im Hinblick auf das
Langzeitverhalten von Spannstählen

von

J. Erdmann
K. Kordina
J. Neisecke

Braunschweig 1982

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Das Forschungsvorhaben wurde unter dem Aktenzeichen IV/1-5-133/77
vom Institut für Bautechnik, Berlin, gefördert.

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
1. Allgemeines	1
2. Leitfaden zur Auswertung von Abbruchberichten	4
3. Auswertung der Abbruchberichte	8
3.1. Würmbrücke bei Percha	8
3.2. Brücke Alt Büchenau-Bruchsal	22
3.3. Überführung Katzwanger-Str., Güterbahnhof Nürnberg	37
3.4. Pfinzbrücke bei Wilferdingen	60
3.5. Nordkanalbrücke bei Neuß	70
3.6. Illerbrücke bei Illertissen	77
3.7. Brücke über den Mittellandkanal	118
3.8. Leine-Rhume-Flutmulde, BAB bei Nordheim	131
3.9. Brücke über die Alte Glatt (Schweiz)	147
3.10. Brücke über die Glatt bei Opfikon (Schweiz)	161
3.11. Brücke über die Brachtpe bei Olpe	173
3.12. Pliensaubrücke in Esslingen	182
3.13. BAB-Brücke Dernbacher Dreieck	189
3.14. Brücke über den Shiribetsu, Japan	206
3.15. Spannbetonmasten der DB	217
3.16. Mangfallbrücke bei Darching	226
3.17. Überführung Rebgartenweg, Stuttgart	235
4. Zusammenfassung	244

1. Allgemeines

Seit 1977 wurde von der EGKS und dem IfBt, Berlin, ein Forschungsprogramm zum Thema "Korrosion von Spannstählen" gemeinsam gefördert, an dem sich die Universitäten Erlangen (Prof. Kaesche), Stuttgart (Prof. Rehm), Braunschweig (Prof. Kordina/Prof. Rostásy), das MPI Düsseldorf (Prof. Engell), die BAM Berlin (Dr. Stichel) sowie die Fa. Krupp (Dr. Stolte) beteiligten. Im Rahmen dieses Programms wurden am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, die Forschungsvorhaben "Auswertung von vorhandenen und zukünftigen Berichten über Abbrucharbeiten von Spannbetonbauwerken im Hinblick auf das Langzeitverhalten von Spannstählen" (Prof. Kordina) und "Baustoffuntersuchungen an abzubrechenden Spannbetonbauwerken zur Ermittlung des Langzeitverhaltens von Spannstählen" (Prof. Rostásy) bearbeitet. Im Gegensatz zu den übrigen Forschungsvorhaben des Gesamtprogramms wurden diese beiden Forschungsvorhaben ausschließlich aus Mitteln des Instituts für Bautechnik, Berlin, gefördert. Der hier vorgelegte Schlußbericht befaßt sich mit den Ergebnissen des Forschungsvorhabens "Auswertung von Berichten über Abbrucharbeiten von Spannbeton-Bauwerken im Hinblick auf das Langzeitverhalten von Spannstählen"

Durch die Auswertung von Berichten über den Abbruch von Spannbeton-Bauwerken im Hinblick auf das Langzeitverhalten von Spannstählen sollen Erkenntnisse gewonnen werden, die sich durch theoretische Überlegungen oder durch Versuche unter Laborbedingungen nicht praxisnah ermitteln lassen, weil sich auf diese Weise die Unzulänglichkeiten der Bauausführung, die Vielzahl der sich überlagernden Einflüsse und die Dauerbeanspruchung infolge Verkehrslast, Alterung und Umwelteinflüssen nur unvollkommen erfassen lassen. Zur Klärung dieser praxisbezogenen Fragestellungen dienen beispielsweise Untersuchungen und Messungen an abzubrechenden Spannbeton-Bauwerken, um Vergleiche mit den seinerzeit für Konstruktion, Berechnung und Bauausführung zugrunde gelegten Annahmen ziehen zu können. Diese Ergebnisse sind eine wertvolle Ergänzung zu den Arbeiten im Labor und können gleichzeitig Anregungen für neue Untersuchung bringen.

Zu diesem Zweck wurden zahlreiche Literaturhinweise und Untersuchungsberichte ausgewertet. Um die Bereitstellung von Untersuchungsberichten wurden Bauunternehmungen, Forschungsinstitute bzw. Materialprüfämter, Landesbaubehörden und Spannstahlhersteller im deutschsprachigen Raum gebeten. Insgesamt wurden 19 Institutionen angeschrieben. Umfangreiche Unterlagen wurden von der obersten Baubehörde im Bayrischen Staatsministerium des Innern, München, von der Dyckerhoff & Widmann AG, München, von der Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Werk Rheinhausen/Duisburg und von der Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut, Stuttgart, zur Verfügung gestellt. Den genannten und ungenannten Stellen sei an dieser Stelle für die großzügig gewährte Unterstützung gedankt.

In die vorliegende Auswertung wurden siebzehn Abbruchberichte einbezogen, wobei sechzehn Berichte über Spannbeton-Brückenbauwerke und ein Bericht über Spannbeton-Masten Auskunft geben (Tabelle I).

Nicht in jedem Fall konnte bei der Auswertung und bei der Analyse der Abbruchberichte die Zielvorstellung des Forschungsvorhabens eingehalten werden, da viele Angaben in den Berichten unvollständig waren. Unzureichende Detailangaben zwangen vielfach die Formulierungen der Originalunterlagen beizubehalten.

Bei der Auswertung wurde bewußt auf Unterlagen von Spannbeton-Bauwerken verzichtet, die unter Verwendung von Tonerdeschmelzzement erbaut wurden. Die Verwendung von Tonerdeschmelzzement ist seit dem Jahre 1962 für die Herstellung und Ausbesserung von Stahl- und Spannbeton-Bauteilen allgemein verboten. Auslösend für dieses Verbot waren bei Verwendung von Tonerdeschmelzzement das Absinken der Betonfestigkeit bei Temperaturen über 25°C infolge der Umwandlung von Hydratationsprodukten, die schnelle Fortschreitung der Karbonatisierung in Tonerdeschmelzzement wegen seiner höheren Porosität nach der Umwandlung und wegen des niedrigen Gehaltes an Calciumhydroxid sowie der Sulfidgehalt des Tonerdeschmelzzementes. Hier kommt es bei der H_2S -Reduktion zur Bildung von atomarem Wasserstoff, der in das Spannstahlgefüge eindiffundiert, dort rekombiniert und damit Spröbruch-auslösend wirkt. Daten von

Bauwerk Nr.	Baujahr	Abbruchjahr	Nutzungs- dauer	Bauwerk-Bezeichnung
1	Herbst 1949	Frühjahr 1967	18	Würmbrücke bei Percha
2	1950	November 1979	29	Brücke Alt Büchenau-Bruchsal
3	1950/51	1971	20	Überführung der Katzwanger Straße über den Güterbahnhof Nürnberg
4	1951	1973	22	Pfinzbrücke bei Wilferdingen
5	1952	1969	17	Nordkanalbrücke Neuß
6	1952/53	März/April 1975	22	Illerbrücke bei Illertissen
7	1953	(1976)	23	Brücke über den Mittelland- kanal
8	1953	Nov./Dez. 1977	23	Östliche Bundesautobahn- brücke über die Leine-Rhume- Flutmulde bei Northeim
9	1954	1974	20	Brücke über die Alte Glatt (Schweiz)
10	Aug./ . 1954 Dez.	1960	5	Brücke über die Glatt bei Opfikon/Schweiz
11	1955	Sommer 1966	11	Brücke über die Brachtpe bei Olpe
12	1956/57	Dezember 1978	21	Pliensaubrücke in Esslingen/ Neckar
13	1957	Frühjahr 1970	13	Bundesautobahnbrücke Dernbacher Dreieck
14	Okt. 1955/ Nov. 1956	1976	20	Brücke über den Shiribetsu bei Kuchan/Japan
15	(1959)	(1963)	4	Spannbeton-Masten
16	1961	1982	20	Mangfallbrücke bei Darching
17	1962	Oktober 1976	14	Überführung des Rebgarten- weges

Tabelle I: Liste der in der Auswertung erfaßten Spannbeton-Bauteile und -Bauwerke

Spannbeton-Bauteilen, die unter Verwendung von Tonerdeschmelzzement hergestellt wurden, liefern also für die heute verwendeten Baustoffe keine relevanten Aussagen.

Vor Beginn der Auswertungen wurde für die Analyse der Abbruchberichte ein Leitfaden erstellt, in dem der Spannstahl und die auf ihn wirkenden Einflußgrößen erfaßt werden. Anhand dieses Leitfadens, der praktisch eine Kurzfassung mit Schwerpunkt Spannstahl des "Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 7/1974: Untersuchungen an abzubrechenden Massivbrücken und massiven Teilen von Stahl-Verbundträgerbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen (Herausgeber: der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau; Aufgestellt: Bundesanstalt für Straßenwesen)" darstellt, erfolgte die Auswertung der Abbruchberichte.

2. Leitfaden für die Auswertung von Abbruchberichten

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

1.2. Bauwerkskonstruktion

Brücke (Träger, Pfeiler), Behälter, Rost, Mast;
Konstruktive Gestaltung (Anzahl der Felder, Kastenquerschnitt, Trägerquerschnitt, Balkenart)

1.3. Spannbewehrung

Konstruktive Längs- und Quervorspannung des Bauwerks
bzw. Bauteils

1.4. Aufbau der Spannglieder

Vorspannsystem (Draht-Stabstahl-Litze, Zahl der Drähte
bzw. Litzen, Art der Verankerung und Kopplung)

1.5. Spannstahlsorte

Art der Herstellung, Festigkeitsklasse (0,2 %-Dehngrenze/
Zugfestigkeit), Durchmesser, Querschnittsform, Relaxations-
klasse

1.6. Hüllrohr

Hüllrohrtyp, Nennweite

1.7. Konstruktionsbeton

Festigkeitsklasse

2. Bauwerksgeschichte

Besondere Vorkommnisse während der Bauzeit (Umwelteinflüsse, Baubedingungen) und während der Nutzung (Bauwerksschäden, Reparaturen, Sanierungsmaßnahmen); Klimazone (Niederschlags- und Frosthäufigkeit), Atmosphäre (Industriegend, Küstennähe), Verkehrsfrequenz

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Nutzungsdauer des Bauwerks bzw. des Bauteils

3.2. Grund des Abbruches

Bauwerkserneuerung; Mehrspuriger Straßenausbau;
Fahrbahnverlegung

3.3. Art des Abbruches

Abbruchmethode: Sprengung, Zerschlagen mit Fallbirne,
Zerlegen mit Preßlufthämmern

3.4. Probennahme

Vorkommnisse bei der Probennahme: Überdehnen der
Bewehrung, Beschädigung der Proben

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Typ des Zements (z.B. PZ, HOZ);
Zuschläge (Sieblinie);
Betonzusatzmittel (Erstarrungsbeschleuniger,
Betonverflüssiger);
Anmachwasser (Herkunft, Chlorid, Sulfat- und Nitratgehalt).

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit

4.2.3. Betonporosität

Verdichtung

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Typ des Zements (z.B. PZ, HOZ);

Zuschläge;

Zusatzmittel (Einpreßhilfen);

Anmachwasser (Herkunft, Chlorid-, Sulfat- u. Nitratgehalt).

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Ungewollte Verformungen;

Korrosionsgrad der Innen- und Außenseite,

4.4.2. Lage der Spanndrähte, der Stabstähle oder der Spanndrahtlitzen in den Hüllrohren

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

4.5. Untersuchung der Spanndrähte, der Stabstähle oder der Spanndrahtlitzen

4.5.1. Oberflächenzustand

Oberflächenrauheit; Korrosionsgrad

4.5.2. Zugversuche

Elastizitätsmodul, 0,01 %-Dehngrenze, 0,2 %-Dehngrenze, Zugfestigkeit, Gleichmaßdehnung, Bruchdehnung, Bruch-einschnürung

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche bzw. Faltversuche

Biegezahl

4.5.4. Dauerschwingversuche

Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit bei vorgegebener konstanter Oberspannung

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Gefügeuntersuchungen (Art und Gleichmäßigkeit,
Randentkohlung, nichtmetallische Einschlüsse);
Querschnittsschwächung infolge Korrosionsangriff;
Riß- und Narbenprofil; Bruchausgangsstellen

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Elemente: C, Si, Mn, P, S, N, Al.....

4.5.7. Korrosionsversuche

Laborprüfungen an entnommenen Spannstahlabschnitten
in NH_4SCN - und $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ -Lösung bzw. in praxisähnlicher
Prüflösung

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Restvorspannung im Vergleich zur rechnerischen
Vorspannung der Baustatik. Analyse der Spannungsverluste

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des
Spannstahls

3. Auswertung der Abbruchberichte

Brückenbauwerk Nr. 1

Würmbrücke bei Percha

Unterlagen

1. Abbruch der Spannbetonbrücke über die Würm bei Percha
Prüfungszeugnis Nr. LA 327 vom 29.05.1967
Dyckerhoff & Widmann KG, München
2. Bericht über Betonfestigkeiten, Karbonatisierung,
Injizierleim und Beschaffenheit der Spannstähle der
abgebrochenen Spannbetonbrücke über die Würm bei
Percha
Prüfungszeugnis Nr. LA 448 vom 30.07.1968,
Dyckerhoff & Widmann KG, München
3. Erfahrungen mit DYWIDAG-Spannbeton;
Untersuchungsergebnisse an abgebrochenen Brücken, die
Jahrzehnte unter Verkehr standen
Bericht Nr. 4 (April 1970), Hrsg.: Abteilung für Entwicklung
4. Untersuchungen an Spannstahl SIGMA-St 60/90, 26 mm Durchm.,
von der im Jahre 1949 erbauten und nunmehr abgebrochenen
Brücke über die Würm bei Percha/Starnberg. Stähle aus der
Südostecke der Kragplatte.
Untersuchungsbericht Nr. 30 087 vom 11. Sept. 1967.
Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Hüttenwerk Rheinhausen,
Versuchsanstalt
5. Untersuchungen an Spannstahl SIGMA-St 60/90, 26 mm Durchm.,
von der im Jahre 1949 erbauten und nunmehr abgebrochenen
Brücke über die Würm bei Percha/Starnberg. Stähle aus den
nordöstlichen Kragplattenteil.
Untersuchungsbericht Nr. 30 274 vom 2. Febr. 1968;
Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Hüttenwerk Rheinhausen,
Qualitätsstelle-Werkstoffstelle 2

6. Untersuchungen an Spannstahl SIGMA-St 60/90, 26 mm Durchm., von der im Jahre 1949 erbauten und nunmehr abgebrochenen Brücke über die Würm bei Percha/Starnberg. Stähle aus dem nordwestlichen Teil des Längsträgers.
Untersuchungsbericht Nr. 30 356 von 1968;
Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Werk Rheinhausen
7. Dauerschwingversuche mit Spannstahl SIGMA-St 60/90, 26 mm Durchm., von der im Jahre 1949 erbauten und nunmehr abgebrochenen Brücke über die Würm bei Percha/Starnberg. Stähle aus dem nordwestlichen Teil des Längsträgers.
Untersuchungsbericht Nr. 30 922 vom 14. Juli 1969.
Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Werk Rheinhausen,
Qualitätswesen
8. Bericht über Untersuchungen an ausgebauten Spannstählen sowie Beton- und Einpreßmörtelproben der Spannbetonbrücke über die Würm bei Percha
Bericht Nr. 3153/Ma/Rs/Ze vom 25.06.1968
Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Herbst 1949

1.2. Bauwerkskonstruktion

Die frei aufliegende, zweistegige Plattenbalkenbrücke, mit Querträgern an den Enden hatte eine Stützweite von 21,20 m und eine Breite von 11,40 m einschließlich Gehweg (Bild 1)

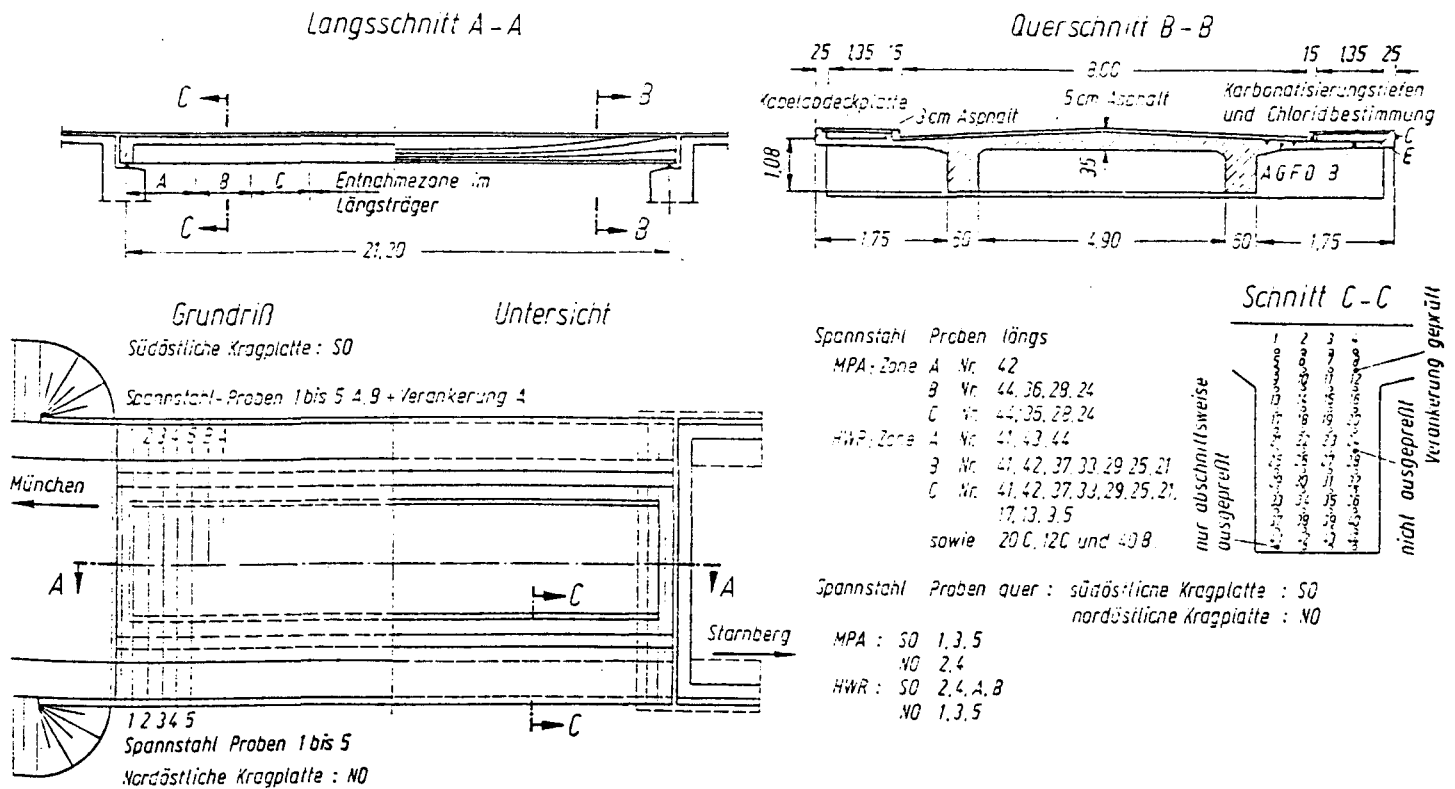


Bild 1: Würmbrücke bei Percha, Kreis Starnberg
Grundriß, Längs- u. Querschnitt mit Angabe der
Probenentnahmestellen

1.3. Spannbewehrung

Die Plattenbalkenbrücke war in Längs- und Querrichtung vorgespannt.

1.4. Aufbau der Spannglieder

Bei dieser Brücke wurde erstmals das DYWIDAG-Spannverfahren angewendet. Das Spannglied bestand aus einem Einzelstabstahl $\varnothing 26$ mm im Hüllrohr. Zur Einleitung der Vorspannkraft waren an den Enden der Stabstähle kurze Gewindeenden M 27 x 2 angeschweißt, auf die man jeweils eine Ankerplatte und eine Injektionsunterlegscheibe aufsteckte und dann zwei Sechskantmutter (Spann- und Kontermutter)

aufschraubte (Bild 2). Zum Zeitpunkt des Brückenbaus

war es technisch
noch nicht möglich,
auf lange Stabstähle
ein Gewinde aufzu-
rollen

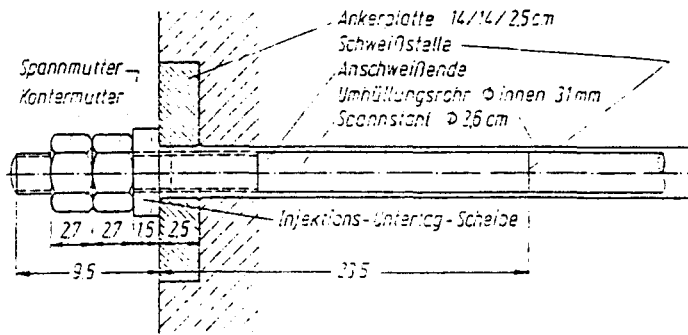


Bild 2: Dywidag-Spannglied
St 60/90, mit Verankerung
Ø 26 mm

1.5. Spannstahlsorte

Für die Spannglieder wurde naturharter Spannstahl
St 60/90 (St 590/885) - Ø 26 mm - rund, glatt verwendet.

1.6. Hüllrohr

Glattes, längsgefalztes Blechrohr mit einer Nennweite
von 32 mm. Die Stoßstellen der Hüllrohre waren mit
Isolierband umwickelt.

1.7. Konstruktionsbeton

Für das Brückenbauwerk wurde ein Beton der Festigkeits-
klasse B 30 verwendet.

2. Bauwerksgeschichte

Das Bauwerk zeigte während der Nutzung keinerlei Mängel.
Weitere Angaben fehlen.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Frühjahr 1967. Die Nutzungsdauer betrug 18 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Neubau des Zubringers von Starnberg zur Bundesautobahn
München-Lindau (Straßenverbreiterung)

3.3. Art des Abbruches

Der Abbruch des Bauwerkes von Mitte April bis Mitte
Mai 1967 erfolgte mit einer Fallbirne und durch Stemmen
und Zerlegen mit Preßlufthämmern

3.4. Probennahme

Während der Abbrucharbeiten wurden zwei Kragplattenteile
(Nordost- und Südostecke) von ca. 2,3 x 2,3 m² sowie
ein Drittel des nördlichen Längsträgers (westlicher Teil)
herausgestemmt, um Untersuchungen am Beton und am
Spannstahl durchführen zu können.

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Keine Angaben

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Die mittlere Würfeldruckfestigkeit der Kragplatten wurde zu $702 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2}$ bestimmt, wobei der Minimalwert $574 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2}$ und der Maximalwert $805 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2}$ betrug. Innerhalb der 18jährigen Brückennutzungsdauer war eine sehr starke Nacherhärtung des Betons eingetreten. Die mittlere Druckfestigkeit zur Bauzeit betrug $350 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2}$, während die Festigkeitsklasse B300 gefordert war. Die mittlere Biegezugfestigkeit der Kragplatten betrug $58,3 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2}$ und die mittlere Spaltzugfestigkeit $49,2 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2}$. Das Verhältnis von Biege- zur Spaltzugfestigkeit wurde als normal bezeichnet.

4.2.3. Betonporosität

Keine Angaben

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Die Karbonatisierung der den einzelnen Konstruktionsteilen entnommenen Proben ist aus Tabelle II ersichtlich.

Beschreibung der Lage der Probe	Karbonatisierungstiefe mm	Chloridgehalt in Gewichtsprozenten bezogen auf das	
		Beton- gewicht	Zement- gewicht
1	2	3	4
A Beton aus Fahrbahnplatte unmittelbar unter dem Asphaltbelag	0	0,08	0,50*)
B Beton aus Kragplatte unter der Kabelabdeckplatte	0 bis 1	0,015	0,11*)
C Beton aus dem Verankerungsbereich	0 bis 1	0,11	0,77*)
D Beton aus der Bordsteinstütze	0 bis 1	0,01	0,07*)
E Beton aus der Kabelabdeckplatte	0 bis 2	≈ 0,01	≈ 0,07*)
F Beton aus Fahrbahnplatte unmittelbar unter dem Asphaltbelag	—	0,017	0,12*)
G Beton aus Fahrbahnplatte 5 cm unterhalb der Oberfläche	—	0,014	0,10*)
Unterseite von Kragplatte und Längsträger	7	—	—
Gesimsbeton	2	—	—
Stirnseite der Längsträger im Verankerungsbereich (nachträglich unbetoniert)	15	—	—
Einpfeßmörtel, Mittelwert gewonnen aus rd. 35 Stellen der Längs- und Quervorspannung in Bereichen mit und ohne Rost	0	0,008	0,014**)

*) angenommener Zementgehalt 350 kg/m^3 .

**) Wasserzementwert 0,55 bis 0,6.

Die Karbonatisierungstiefe reichte an keiner Stelle bis zu einem Spannglied. Das die Korrosion verhindernde alkalische Milieu war im Bereich der Spannglieder erhalten geblieben.

Tabelle II: Karbonatisierungstiefe u. Chloridgehalte von Beton u. Eimpfeßmörtel (Die Entnahmestellen sind in Bild 1 eingezeichnet)

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Der Beton der verschiedenen Konstruktionsteile zeigte unterschiedliche Chloridgehalte (Tabelle II). Neben den

als zulässig erachteten Chloridgehalten - derzeit höchstens etwa 0,2 Masse-% bezogen auf das Zementgewicht bei Spannbetonbauten - wurden unmittelbar unter dem Asphaltbelag und im Verankerungsbereich der Quervorspannung wesentlich höhere Gehalte und zwar bis zu 0,77 Masse-% ermittelt. Diese Chloridkonzentrationen wurden auf folgende Ursachen zurückgeführt:

Im Asphaltbelag waren stellenweise Risse und Sprünge vorhanden, durch die im Winter gelöstes Streusalz in den darunterliegenden Beton eindringen und zu einer fortwährenden Anreicherung des Chloridgehaltes führen konnte.

Im Verankerungsbereich der Spannstähle wurde der Beton zum Abdecken der Verankerungen mit einer geringen Menge Erhärtungsbeschleuniger versehen, der Chlorid enthielt. Der Chloridgehalt des über die ungeschützte Gesimskappe eingedrungenen Streusalzes konnte nicht mehr zuverlässig festgestellt werden.

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Der verwendete Einpreßmörtel hatte einen Wasserzementwert zwischen 0,55 und 0,6. Keine weitergehenden Angaben.

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

Der Einpreßmörtel war an keiner Stelle karbonatisiert (Tabelle II).

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

Beim Einpreßmörtel wurde kein Chloridzusatz verwendet. Der analysierte geringe Chloridgehalt (Tabelle II) erklärte sich aus dem im Zement und im Anmachwasser stets vorhandenen Chlorid.

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

An den glatten, längsgefalteten Hüllrohren, die wegen

ihrer geringen Querbelaastbarkeit heute nicht mehr zugelassen sind, zeigten sich nach dem Freilegen Druckstellen, die etwa 5 % der Oberfläche ausmachten. Im Bereich dieser Stellen war der Spannstahl weniger dick von Einpreßmörtel umhüllt.

Die Hüllrohre (ohne Angaben der Lage im Bauwerk) zeigten an den Innenseiten an wenigen Stellen punktartige Rostansätze, waren aber sonst völlig blank. Nach Ansicht der Verfasser des Abbruchberichtes waren die kleinen Korrosionsstellen an den Hüllrohrinnenseiten und den gegenüberliegenden Spannstahloberflächen in erster Linie auf unvermeidliche Poren im Einpreßmörtel zurückzuführen, die eine Anreicherung der Feuchtigkeit in den entstandenen Hohlräumen zur Folge hatten. In diesen Fällen reichen dann schon kleinste Chloridgehalte aus, um den Korrosionsvorgang einzuleiten und zu fördern.

4.4.2. Lage der Einzelstabstähle in den Hüllrohren

Die Stabstähle waren an einigen Stellen von einer maximal 1 mm dicken Einpreßmörtelschicht umgeben.

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Der Füllungsgrad war im allgemeinen sehr gut. Ein Spannkanaal (Stab Nr. 24) war nicht und ein anderer (Stab Nr. 41) nur abschnittsweise ausgepreßt (siehe Schnitt C-C in Bild 1). Es ist zu bedenken, daß die damalige Verpreßtechnik in Verbindung mit den verwendeten Hüllrohren noch in den Anfängen steckte.

4.5. Untersuchung des Spannstahles

4.5.1. Oberflächenzustand

Bei den einwandfrei verpreßten Spannkanaälen hatte die Spannstahloberfläche nach dem Entfernen des Einpreßmörtels das übliche dunkle, milchiggraue Aussehen.

Im Bereich der Druckstellen der Hüllrohre, wo gar keine oder nur eine sehr dünne Schicht des Einpreßmörtels

vorhanden war, wurde infolge der unvollständigen Verpressung leichter Rost an den Spannstählen festgestellt. Die Oberflächenkorrosion hatte aber nicht zur Bildung von nennenswerten Narben und Kerben geführt. Die in den nicht ausgepreßten Hüllrohren liegenden Stäbe Nr. 24 und 41 zeigten zwar ausgeprägtere Korrosionsstellen, jedoch keine bemerkenswerte Korrosionsnarben, die zu einer Beeinträchtigung der Tragkraft hätten führen können.

Im Mittel waren etwa 15 % der gesamten Spannstahloberfläche korrodiert. Inwieweit die Oberflächenkorrosion beim Stahleinbau bereits vorhanden war, ließ sich nachträglich nicht mehr feststellen. Es wurde jedoch die Vermutung geäußert, daß mit Sicherheit schon ein Teil der festgestellten Korrosion beim Einbau auftrat.

4.5.2. Zugversuche

Nach Angaben des Spannstahlherstellers galten für den im Brückenbau verwendeten naturharten Spannstahl St 60/90 - Ø 26 mm folgende mechanisch-technologischen Nenn-Kennwerte:

Elastizitätsmodul	E	$= 2,05 \cdot 10^4$	$\text{kp} \cdot \text{mm}^{-2}$	$= 2,01 \cdot 10^5$	$\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$
Kriechgrenze	R_{Kr}	$= 55$	$\text{kp} \cdot \text{mm}^{-2}$	$= 539$	$\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$
0,2 %-Dehngrenze	$R_{p0,2}$	$= 60$	$\text{kp} \cdot \text{mm}^{-2}$	$= 588$	$\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$
Zugfestigkeit	R_m	$= 90$	$\text{kp} \cdot \text{mm}^{-2}$	$= 883$	$\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$
Bruchdehnung	A_{10}	$= 8$	%		

Wie aus der Häufigkeitsverteilung damals geprüfter Spannstahlproben hervorgeht, lag der Mittelwert für die Zugfestigkeit bei rund $110 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.080 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ und der für die Bruchdehnung A_{10} bei 10,5 %. Es handelte sich damit um das gleiche Ausgangsmaterial der heute verwendeten Spannstahlsorte St 835/1.030, bei der lediglich die 0,2 %-Dehngrenze von $60 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 588 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ auf $85 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 835 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ durch Recken angehoben wird.

An den mit Verankerungen versehenen Stabstählen wurden jeweils zwei Zugversuche durchgeführt: am Verankerungsteil, um dessen Tragfähigkeit zu prüfen, und am angrenzenden Spannglied. Dabei wurde angestrebt, möglichst eine Korrosionsstelle des Spannstahles in die freie Prüflänge der Zugprobe zu legen.

Die Ergebnisse der Zugversuche an Stabstahlproben der Verankerungsbereiche zeigten mit $R_{po,2} = 64,8 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 635 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ und $R_m = 98,8 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 968 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$, daß sich bei allen 6 Proben Korrosionseinflüsse nicht festigkeitsmindernd auswirkten. Die Zugversuche an den Spannstählen außerhalb der Verankerungsbereiche (siehe Tabelle III) zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ausgangswerten.

Bezeichnung der Proben nach Bild 1	Querschnitt F_z mm^2	Streckgrenze β_s kp/mm^2	Zugfestigkeit β_z kp/mm^2	Bruchdehnung δ_{10} %
SO1	532	69,8	113,5	10,4
SO3	530	68,0	112,0	10,4
SO5	532	65,0	112,0	11,1
NO2	528	66,4	113,0	10,5
NO4	528	64,8	111,0	13,5
42A	528	65,9	111,6	(3,9) ⁺⁾
28B	525	66,2	113,2	11,2
36B	528	64,8	112,5	10,8
24C ⁺⁺⁾	525	66,0	112,0	10,0
36C	530	65,3	113,9	11,2
Mittelwerte	529	66,2	112,5	11,0

⁺⁾ an einer mechanischen Kerbe gebrochen, herrührend vom Abbruch.

⁺⁺⁾ nicht ausgepreßt.

Tabelle III: Ergebnisse der Zugversuche an den ausgebauten Spannstäben von $\varnothing 26 \text{ mm}$

Eine Beeinflussung der Festigkeits- und Verformungskennwerte durch die Einbaudauer oder durch die stellenweise Oberflächenkorrosion konnte nicht festgestellt werden. Dies gilt vor allem auch für die in dieser Serie geprüften Spannstahlproben des nicht ausgepreßten Hüllrohres (Nr. 24).

Die Übereinstimmung des Spannung-Dehnungs-Diagrammes des ausgebauten Spannstahles mit dem des ursprünglich eingebauten Materials bestätigte, daß keine Alterung und keine Versprödung während der Bauwerksnutzung eintrat. Dies galt auch für den Spannstahl des nur abschnittsweise ausgepreßten Spannkanaals Nr. 41.

4.5.3. Faltversuche

Keine Angaben

4.5.4. Dauerschwingversuche

Nach Angabe des Spannstahlherstellers sollte der verwendete naturharte Spannstahl St 60/90 - Ø 26 mm folgende Dauerschwingfestigkeiten im Zug-Schwellbereich besitzen:

$$\begin{aligned} \text{a) bei einer Oberspannung } \sigma_o &= 45 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 441 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} \\ \text{eine Schwingbreite } 2\sigma_A &= 40 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 392 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) bei einer Oberspannung } \sigma_o &= 87 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 853 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} \\ \text{eine Schwingbreite } 2\sigma_A &= 28 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 275 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} \end{aligned}$$

Während der Dauerschwingversuche im Zug-Schwellbereich brachen alle Spannstahlproben aus dem Stegbereich (Nr. 12C, 20C, 40 B) frühzeitig an einer Einspannstelle. Eine auf Ø 14 mm abgedrehte Probe (Stab Nr. 12C) ertrug bei einer Beanspruchung von $\sigma_m \pm \sigma_a = (+40 \pm 18) \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = (+392 \pm 177) \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ mehr als $2,7 \times 10^6$ Lastwechsel. Eine Erhöhung der Beanspruchung auf $\sigma_m \pm \sigma_a = (+40 \pm 20) \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = (+392 \pm 196) \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ertrug eine Probe des Stabes Nr. 12 C ebenfalls mit $2,7 \times 10^6$ Lastwechseln. Die Dauerschwingfestigkeit unterlag ohne Berücksichtigung von Oberflächeneinflüssen damit keinem Zeiteinfluß. Ein anschließend durchgeführter Zugversuch ergab mit $R_{po,2} = 68,2 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 669 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$, $R_m = 114 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.118 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ und $A_{10} = 12,5\%$

ebenfalls keine Festigkeits- und Zähigkeitsminderung durch die Schwingbeanspruchung.

Eine seitlich bis auf 15 mm abgearbeitete Probe (Stab Nr. 12C), bei der die Oberflächeneinflüsse also erhalten blieben, wurde mit einer Beanspruchung $\sigma_m \pm \sigma_a = (+40 \pm 18) \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = (+392 \pm 177) \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ geprüft. Die Probe brach nach $6,42 \times 10^5$ Lastwechseln, wobei der Bruch von einer kleinen Korrosionsnarbe ausging.

Weitere Dauerschwingversuche an noch verbliebenen, seitlich abgearbeiteten Proben führten bei einer Mittelspannung von $\sigma_m = 40 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 392 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ zu folgenden Ergebnissen:

Probe 32 C/1: $2\sigma_a = 30 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 294 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$;
Bruch nach $5,5 \times 10^5$ Lastwechseln

Probe 32 C/2: $2\sigma_a = 24 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 235 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$;
 2×10^6 Lastwechsel ertragen

Probe 32 C/3: $2\sigma_a = 26 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 255 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$;
 2×10^6 Lastwechsel ertragen

Probe 32 C/2: $2\sigma_a = 28 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 275 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$;
 2×10^6 Lastwechsel ertragen

Die Auswertung aller durchgeführten Dauerschwingversuche ergab eine Wöhlerkurve (Bild 3), die bei der Mittelspannung $\sigma_m = +40 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = +392 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ein Absinken der

Schwingbreite $2\sigma_a$ von $36 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 353 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ auf, rund $26 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 255 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ bei der Grenz-Schwingspielzahl dokumentierte.

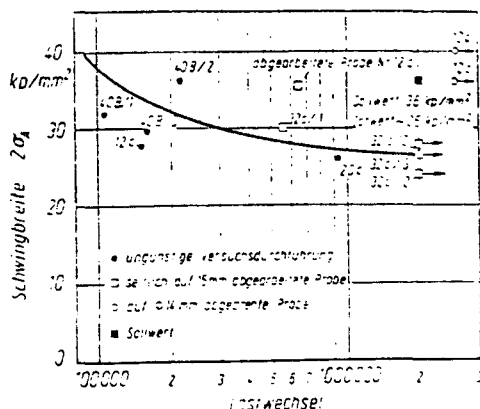


Bild 3: Wöhlerschaubild
bei einer Mittelspannung $\sigma_m = 40 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 392 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Die chemische Analyse an vier Stabstahlproben aus dem nordöstlichen Kragplattenteil ergab folgende Zusammensetzung:

Proben- bez.	Chemische Zusammensetzung in Masse-%				
	C	Si	Mn	P	S
Schaft 2	0,68	1,80	0,68	0,053	0,028
Schaft 4	0,70	1,80	0,68	0,052	0,028
Schaft A	0,70	1,81	0,68	0,053	0,029
Schaft B	0,69	1,80	0,67	0,051	0,027

Die Analysenwerte zeigten eine geringe Streuung, so daß auf Material aus einer Charge geschlossen werden konnte. Die Stahlanalyse wies auf Spannstahl der ersten Herstelljahre hin.

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Einzelstäbe (Spannglieder)

Im Bereich des Schnittes B (Bild 1) wurden sechs Spannstäbe auf 100 mm Länge freigelegt und an ihnen mittels Dehnungsmeßstreifen eine mittlere Rückdehnung von 1,36 % gemessen. Dies entsprach bei einem Elastizitätsmodul von $2,05 \cdot 10^4 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 2,01 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ einer Restvorspannung von $2.790 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 27,36 \text{ kN} \cdot \text{cm}^{-2}$. Die im Baujahr 1949 aufgebrachte Vorspannung betrug $3.570 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 35 \text{ kN} \cdot \text{cm}^{-2}$. Demzufolge betrug der Spannungsverlust nach 18 Jahren $780 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 7,64 \text{ kN} \cdot \text{cm}^{-2}$, was einem Abfall um 22 % der ursprünglichen Vorspannung entspricht.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Der naturharte Spannstahl St 60/90 (590/885) - Ø 26 - rund, glatt des 18 Jahre alten Brückenbauwerkes zeigte im Zugversuch, auch bei Herkunft aus nur abschnittsweise verpreßten oder völlig unverpreßten Hüllrohren und mit Oberflächenkorrosionsstellen bedeckt, keine Veränderungen seiner mechanisch-technologischen Kennwerte.

Die dynamische Prüfung im Zug-Schwellbereich ergab eine Verringerung der Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit von 38 % gegenüber den ursprünglichen Werten. Die Dauerschwingbrüche gingen von kleinen Korrosionsnarben aus. Der spanend abgearbeitete Spannstahl ohne Oberflächeneinflüsse ertrug die Grenz-Schwingspielzahl mit der ursprünglichen Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit. Die Dauerschwingfestigkeit des Spannstahles unterlag damit keinem Zeiteinfluß.

Die Vorspannung der Einzelstabstähle wies einen Abfall um 22 % gegenüber der geplanten Anfangs-Vorspannung auf. Über den Anteil der Spannungsrelaxation des Spannstahls an diesem Vorspannungsverlust fehlten Angaben.

Brückenbauwerk Nr. 2:

Überführungsbauwerk Bw 35/260 der Landstraße L 558
(Alt Büchenau-Bruchsal)

Unterlagen

1. G. Rehm/U. Nürnberger/B. Neubert:

Untersuchungen des Zustandes von Überbauteilstücken einer
30 Jahre alten Spannbetonbrücke
Prüfungsbericht der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt,
Otto-Graf-Institut, Baden-Württemberg, Bericht Nr. II.6-13656
vom 07.07.1980

2. B. Neubert/U. Nürnberger:

Untersuchungen an Überbauteilstücken einer 30 Jahre alten
Spannbetonbrücke
Bauingenieur 56(1981), 467-471

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

1950

1.2. Bauwerkskonstruktion

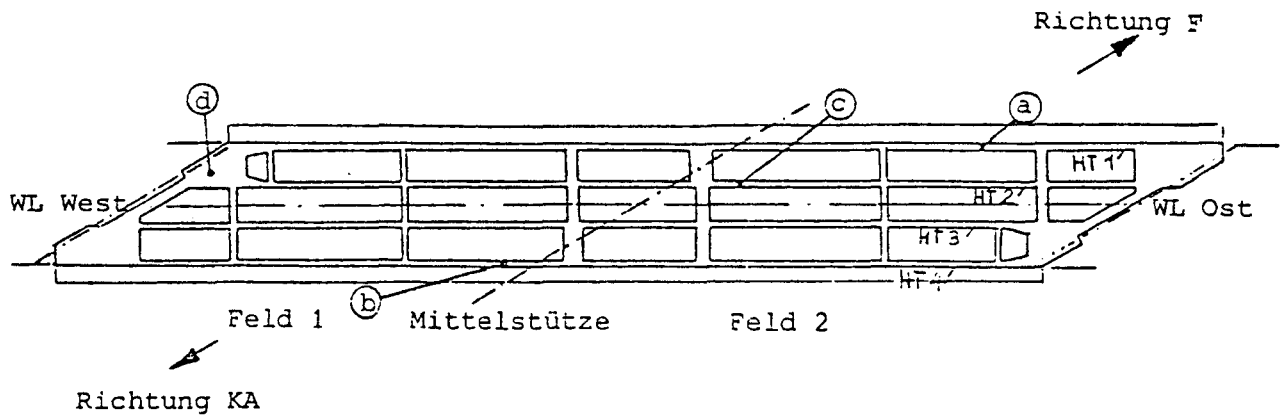
Ein in Spannbetonbauweise über zwei Felder errichteter
vierstegiger Hohlkastenquerschnitt (Bild 4)

1.3. Spannbewehrung

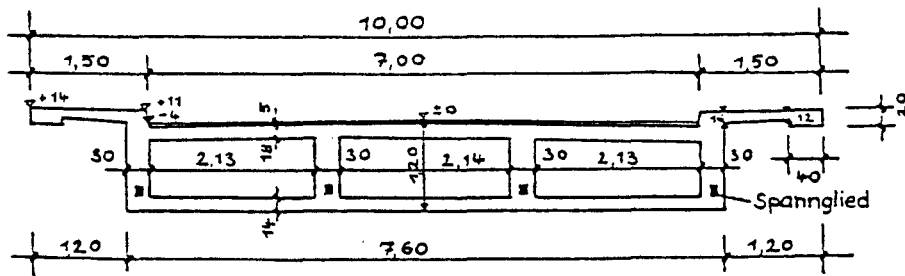
Jeder der 30 cm breiten und 120 cm hohen Stege des
Hohlkastenquerschnittes war mit einem Spannglied des
Systems BAUR-LEONHARDT bewehrt (Bild 4).

1.4. Aufbau der Spannglieder

In einem Blechkanal (Hüllrohr) waren 150 Spanndrahtlitzen,
geordnet in 10 Lagen, zu einem konzentrierten Groß-
Spannglied zusammengefaßt (Bild 5).



Grundriß



Querschnitt

Bild 4: Grundriß und Querschnitt des Überführungsbauwerkes

Nach dem BAUR-LEONHARDT-Verfahren wurden bei der Errichtung der Brücke die Litzen zunächst nach Plan in einen Blechkanal gelegt und dieser dann verschlossen. Nach dem Betonieren der Brücke und dem Erhärten des Betons wurden die Spannglieder über an den Widerlagern angebrachte halbkreisförmige Spannblöcke mittels hydraulischer Pressen vorgespannt und die entstandene Spannfuge ausbetoniert. Abschließend wurde der Blechkanal mit Einpreßmörtel verfüllt.

Die Spanngliederführung des betrachteten Überführungsbauwerks war entsprechend dem Momentenverlauf gekrümmt: Tieflage jeweils in den Feldern und Hochlage an der Mittelstütze.

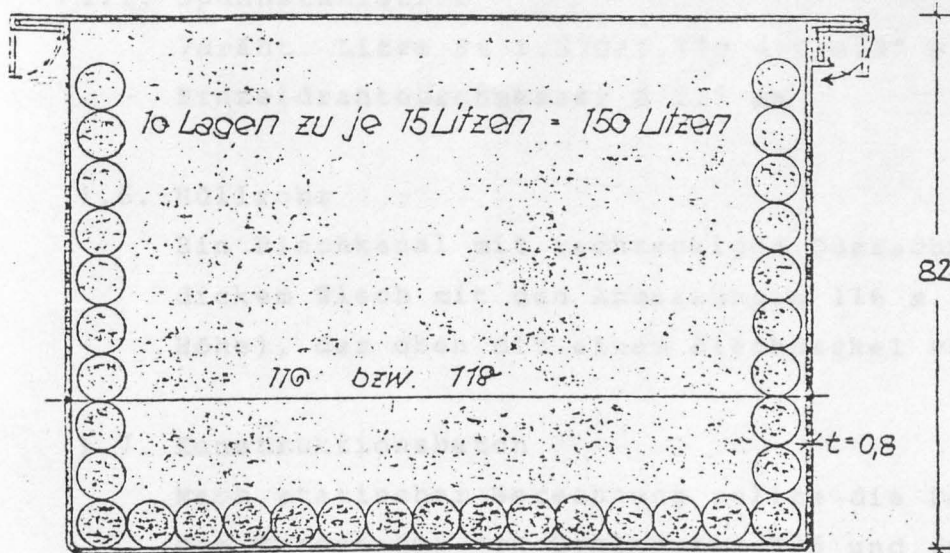
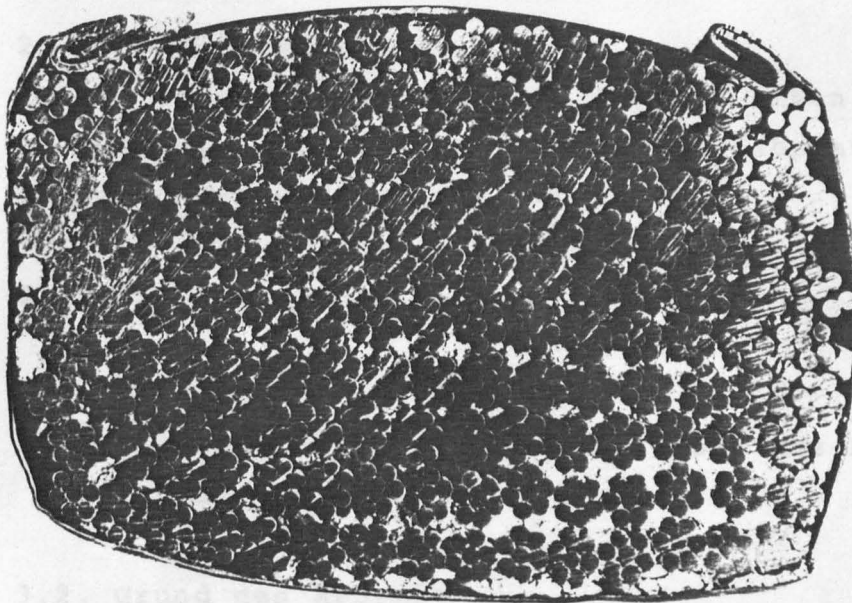
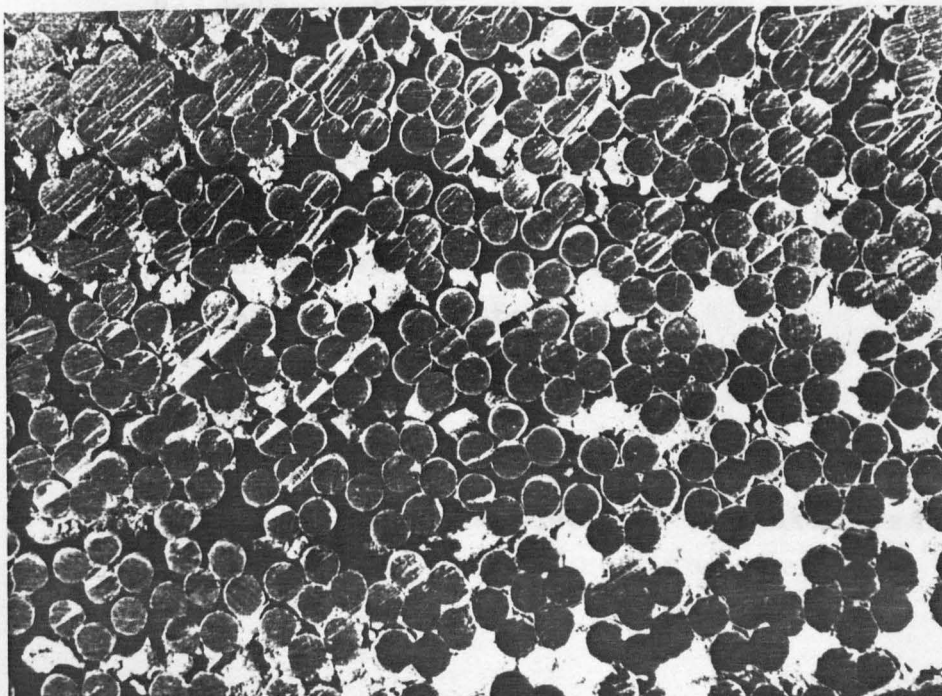


Bild 5:

Querschnitt des
Spannkanals aus
dem Feldbereich
des Randträgers
HT 1 (Tieflage)



- a) Bewehrungsplan
- b) Entnahmezustand
- c) Detailaufnahme
(Verpreßzustand)



1.5. Spannstahlsorte

7dräht. Litze St 1.570/1.770 - Ø 0,3" -
Einzeldrahtdurchmesser Ø 2,5 mm

1.6. Hüllrohr

Ein Blechkanal mit rechteckigem Querschnitt aus 0,8 mm dickem Blech mit den Abmessungen 116 x 78 mm² (Breite x Höhe), der oben mit einem Blechdeckel verschlossen war.

1.7. Konstruktionsbeton

Nach statischer Berechnung sollte die Festigkeitsklasse des Betons für den Hohlkasten B25 und für die Verankerungsbereiche B35 bis B45 entsprechen.

2. Bauwerksgeschichte

Das Bauwerk besaß bis zum Abbruch einen guten Allgemeinzustand. Örtliche Beschädigungen, Abplatzungen und Durchrostungen waren nicht vorhanden.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

November 1979. Die Nutzungsdauer des Brückenbauwerks betrug ca. 30 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Sechsspuriger Ausbau der Bundesautobahn A5
Heidelberg-Karlsruhe

3.3. Art des Abbruches

Mittels Trennsprengungen an den Widerlagern und an dem Mittelauflager wurden beide Brückenfelder auf den Boden abgesetzt. Die weitere Zerkleinerung erfolgte mit mechanischen Geräten.

3.4. Probennahme

Die Probennahme erfolgte während der Abbrucharbeiten. Im wesentlichen wurden ein Spannkanalstück aus dem

Feldbereich eines Randträgers (Tieflage) und zwei Spannkanalstücke aus dem Stützenbereich (Randträger und Innenträger, beide Hochlage) mit zugehörigen Teilstücken der Betondeckung, Betonstücke der Brückenkappen sowie Bohrkerne aus Fahrbahn und Brückenkappen sicher gestellt.

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Die seitliche Betondeckung der Blechkanäle (Hüllrohre) lag zwischen ca. 10 und 13,5 cm.

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Die Druckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt des Abbruchs wurde an Bohrkernen ermittelt, die vor der Sprengung aus dem Bereich der Fahrbahnplatte (4 Stück) und der Brückenkappen (2 Stück) entnommen worden waren. Die mittlere Druckfestigkeit betrug im Bereich der Brückenkappen $76,5 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ und im Bereich der Fahrbahnplatte $97,3 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$. Die Festigkeitsunterschiede des Betons zwischen Brückenkappen und Fahrbahnplatte wurden auf die andere Zusammensetzung des Betons der nachträglich aufbetonierten Kappen zurückgeführt.

4.2.3. Betonporosität

Die an Bruchstücken nach der Sprengung durch Augenschein festgestellte Porosität des Betons lag in der üblichen Größenordnung (Zitat).

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Im Bereich der Brückenkappen (Entnahmestellen a und b, Bild 4) betrug die Karbonatisierungstiefe des Betons

etwa 20 mm. Demgegenüber waren die 10,2 cm starke seitliche Betondeckung des Spannkanals im Hauptträger HT 1 (Entnahmestelle a) und die 13,5 cm starke seitliche Betondeckung des Spannkanals im Hauptträger HT 4 lokal bis maximal 5 mm Tiefe karbonatisiert. Die maximale Karbonatisierungstiefe der Betondeckung deckte sich unter Berücksichtigung der Druckfestigkeit und des Betonalters mit bisher vorliegenden Erkenntnissen.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Chloridgehalt (Masse-%, bezogen auf das Betongewicht)					
Betondeckung Randträger ^{a)}	Schichtdicke, von außen nach innen fortschreitend in cm				
	0-2,5	2,5-5,0	5,0-7,5	7,5-10,2	10,0-13,5
Probe 1 (HT1)	0,025	0,015	0,0093	0,0076	-
Probe 2 (HT4)	0,0091	0,0085	0,0088	0,0075	0,0107
Einpreßmörtel	0,039 (Mittelwert)				

a) Probe 1: Randträger Feldbereich, Probe 2: Randträger Stützenbereich

Tabelle IV: Chloridgehalte des Betons und des Einpreßmörtels

Die Chloridgehalte der seitlichen Betondeckungen der Spannkanäle der Hauptträger HT 1 und HT 4 (Entnahmestellen a und b) sind in Tabelle IV zusammengefaßt. Die analysierten Gehalte (Mittelwerte von Schichtdicken) lagen deutlich unterhalb des heute höchstzulässigen Wertes von 0,033 Masse-% bezogen auf das Betongewicht.

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

Der Einpreßmörtel in den Spannkanälen war in allen untersuchten Fällen nicht karbonatisiert.

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

Nach Tabelle IV lag der Chloridgehalt des Einpreßmörtels unterhalb des heute höchstzulässigen Grenzwertes von 0,09 Masse-% bezogen auf das Einpreßmörtelgewicht.

4.4. Untersuchung der Blechkanäle (Hüllrohre)

4.4.1. Zustand der Blechkanäle

Die aus dem Stegbeton herausgetrennten Blechkanäle (Hüllrohre) waren außenseitig frei von Korrosion. Lokale leichte Braunfärbungen an den Innenwandungen der Blechkanäle deuteten dort auf einen leichten Korrosionsangriff hin.

4.4.2. Lage der Spanndrahtlitzen in den Blechkanälen

Die Lage der Spanndrahtlitzen in den Blechkanälen geht aus einem Vergleich der Bilder 5a und 5b hervor.

4.4.3. Füllungsgrad der Blechkanäle mit Einpreßmörtel

Den Füllungsgrad der Spannkkanäle dokumentieren die Bilder 5b und 5c. Es ist deutlich erkennbar, daß die Zwischenräume zwischen den einzelnen Litzen und zwischen den Litzen-einzeldrähten teilweise gar nicht, in einigen Fällen unzureichend und nur in wenigen Fällen gut ausgefüllt waren. In Spannglied-Längsrichtung bot sich bei den drei Spannkkanalstücken das gleiche Bild. Nur in lokalen Bereichen war eine vollständige Füllung vorhanden. Diese Bereiche wechselten sich mit Bereichen teilweiser oder fehlender Einpreßmörtelfüllung ab.

Der weißgraue Einpreßmörtel des Randträgers HT 1 aus dem Feldbereich (Tieflage des Spannkkanals) hatte eine porenarme Struktur (Bild 6a) und haftete relativ gut auf der Litzenoberfläche. Dagegen war der Einpreßmörtel des Innenträgers HT 2 und des Randträgers HT 4 (Hochlage der Spannkkanäle) nahezu dunkelgrau, deutlich porenreicher (Bild 6b) und besaß ein geringeres Haftvermögen. Die Porendurchmesser betrugen 0,2...0,5 mm.

Der festgestellte Füllungsgrad der Spannkkanäle spiegelte die Einpreßtechnik zum Zeitpunkt der Errichtung des Brückenbauwerkes wieder.

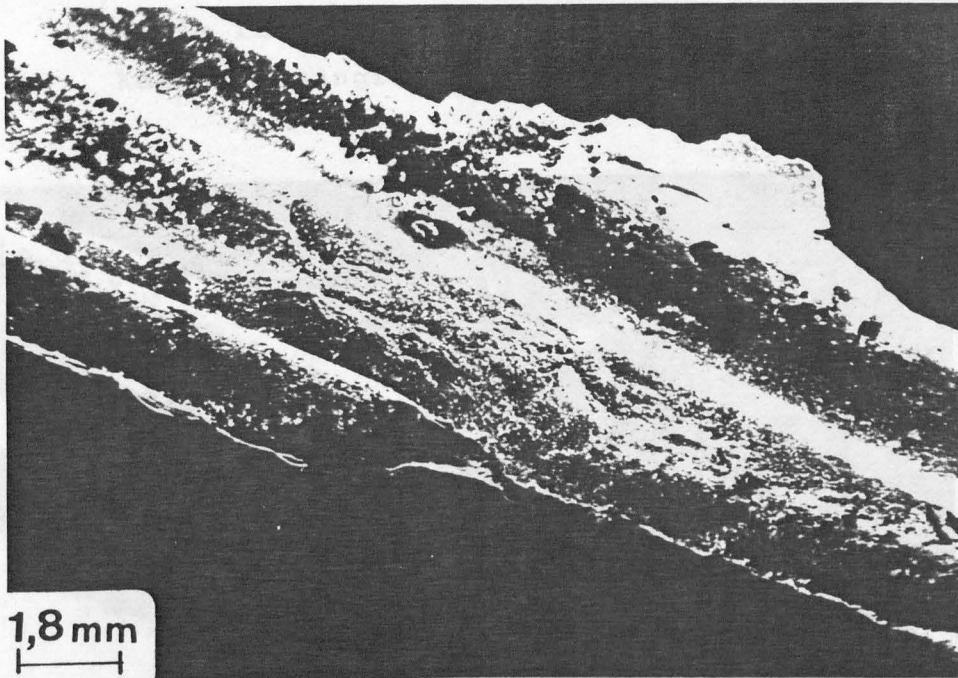
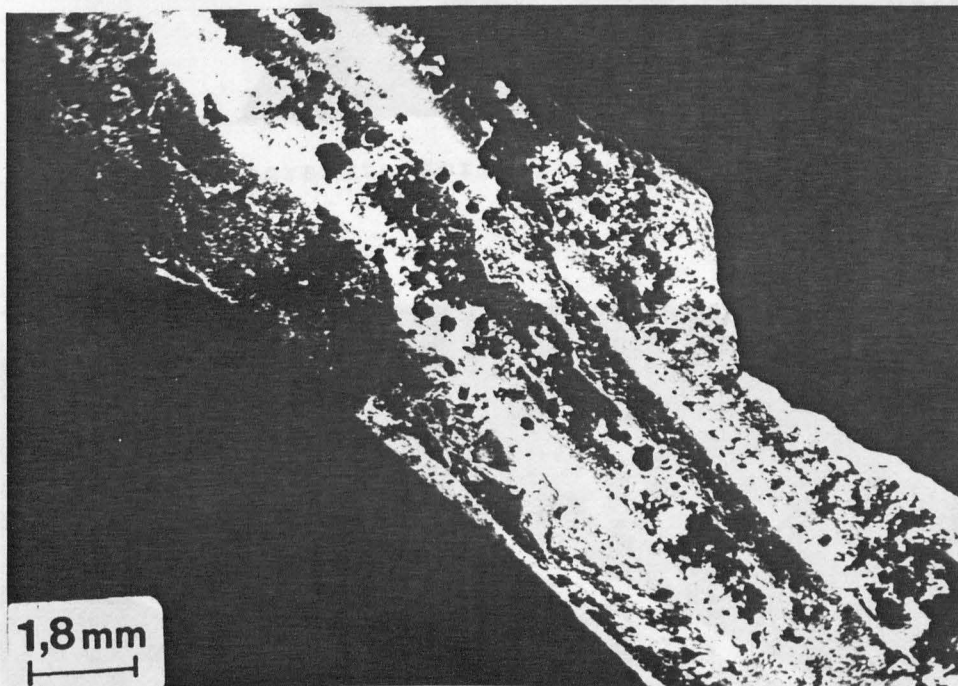


Bild 6:

REM-Aufnahme
des Einpreß-
mörtels

- a) aus dem
Randträger
HT 1,
Feldbereich
(Tieflage)
- b) aus dem
Randträger
HT 4,
Stützbereich
(Hochlage)

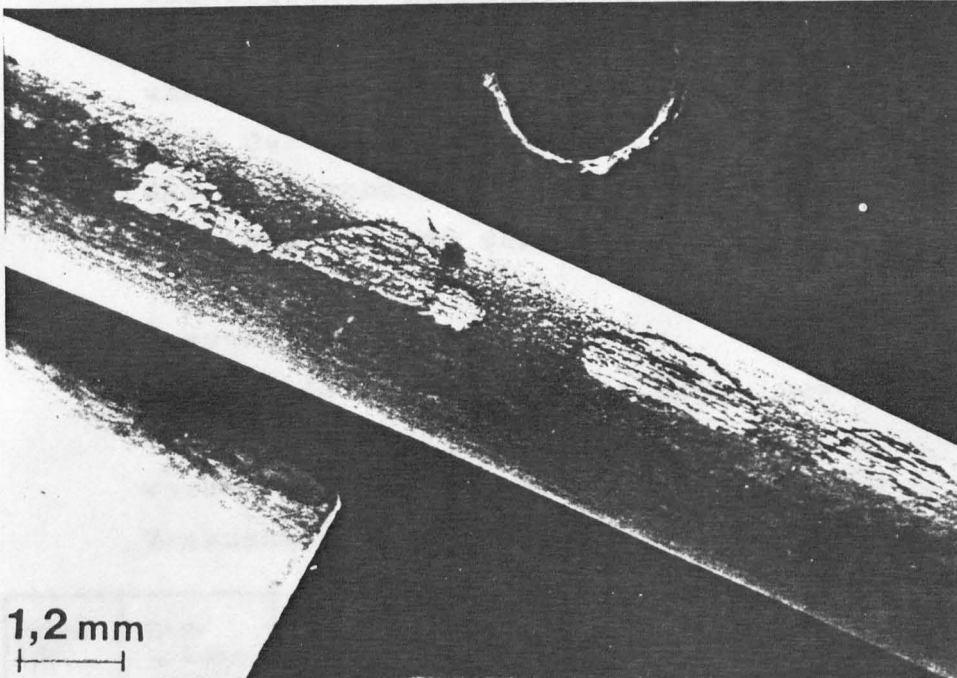


4.5. Untersuchung der Spanndrahtlitzen

4.5.1. Oberflächenzustand

Wo die Litzen augenscheinlich nicht von Einpreßmörtel umhüllt wurden, waren auf den Oberflächen stellenweise Korrosionsprodukte abgelagert. Im Bereich der Hochlage der Spanngliedführung waren die Litzen stärker korrodiert als im Bereich der Tieflage. Nach dem Zerlegen der Litzen

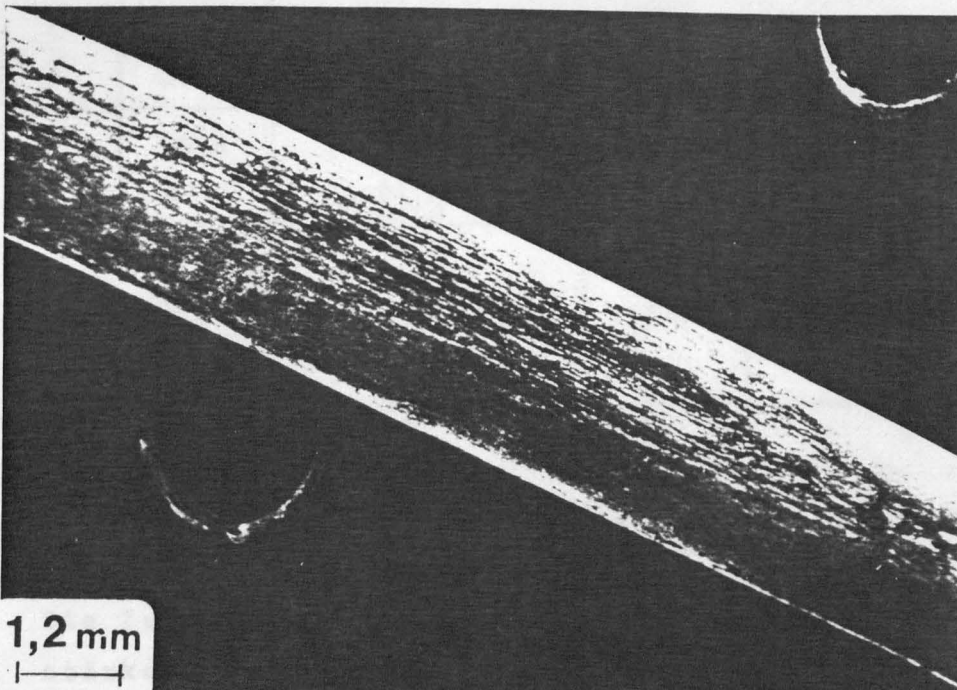
aus drei verschiedenen Spannkanälen zeigten die Einzeldrähte unabhängig vom äußeren Korrosionsgrad der Gesamtlitze im Bereich der mörtelfreien Zwickel etwa den gleichen Korrosionsangriff.



a) örtlich begrenzte Korrosionsnarben

Bild 7:

REM-Aufnahmen
korrodierter
Einzeldraht-
oberflächen
der ausgebauten
Spanndrahtlitzen



b) Korrodierte Drahtoberfläche

Bei der Betrachtung der Drahtoberflächen im Rasterelektronenmikroskop zeigten sowohl die geringer als auch die stärker korrodierten Proben lokal begrenzte, vielfach aneinandergereihte Korrosionsnarben (Bild 7a) sowie auch sich über größere Bereiche in Drahtziehrichtung erstreckende Korrosionsflächen (Bild 7b). Die Korrosionsnarben hatten einen Durchmesser von bis zu 1,5 mm, während die Narbentiefen bis zu 80 µm reichten. Diese Form der Lochfraßkorrosion ist nach Meinung der Autoren des Abbruchberichtes typisch für gezogene Spanndrähte mit langzeitiger Schwitzwasserbeaufschlagung.

4.5.2. Zugversuche

An drei Litzenabschnitten mit stark sichtbarer und an zwei Litzenabschnitten mit schwach sichtbarer Korrosion wurden Zugversuche durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tabelle V zusammengestellt.

Probe Nr.	Entnahme-stelle	Quer-schnitt S_0 mm^2	0,2 %-Dehn-grenze $R_{p0,2}$ N/mm^2	Zug-festig-keit R_m N/mm^2	Bruch-dehnung A_{101} %	E-Modul E kN/mm^2	Bemerkung
1	HT 4	34,22	1569	1871	(Mittelwert aus fünf Proben)	193	geringe äußerl. sichtbare Korrosion
2	HT 1	34,61	1531	1855		216	
3	HT 1	34,34	1610	1858		181	
4	HT 4	33,86	1671	1905	4,3	185	stärkere äußerl. sichtbare Korrosion
5	HT 1	34,26	1652	1868		185	
Sollwert		34,36	1570	1770	4,0	195	Mindestwerte nach bauaufsichtlichen Zulassungsbescheiden

1) Ermittelt an Kerndrähten

Tabelle V: Ergebnisse der Zugversuche an Litzenabschnitten

Die Zugversuche zeigten keine Unterschiede zwischen den stärker und schwächer korrodierten Proben auf. Die 0,2 %-Dehngrenze lag zwischen 1.531 und 1.671 $\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$ gegenüber $R_{p0,2\text{NENN}} = 1.570 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$, und die Zugfestigkeit lag zwischen 1.855 und 1.905 $\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$ gegenüber $R_{m\text{NENN}} = 1.770 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$.

Die Bruchdehnung des Litzenmaterials wurde entsprechend den bauaufsichtlichen Zulassungsprüfungen an Einzeldrähten ermittelt. Der Bruchdehnung \bar{A}_{10} der Kerndrähte betrug 4,3 % gegenüber dem Nennwert von $A_{10} = 4$ %. Die Mindestwerte der seinerzeit geltenden bauaufsichtlichen Zulassungsbescheide waren damit eingehalten.

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Der Hin- und Herbiegeversuch nach DIN 51 211 an Einzeldrähten diente der vergleichenden Beurteilung der Verformbarkeit von korrodierten und nichtkorrodierten Litzen einzeldrähten.

Es wurden zwei Versuchsreihen mit jeweils 10 Versuchen durchgeführt. In Reihe 1 wurden Einzeldrähte mit geringem Korrosionsgrad (nur im Litzeninneren aufgetretene Korrosion) und in Reihe 2 nur Einzeldrähte mit starkem Korrosionsgrad geprüft. Die Versuche wurden nur an ungerichteten Litzenaußendrähten durchgeführt.

Versuchsreihe 1 ergab Biegezahlen zwischen 17 und 21 ($\bar{N}_b = 19,5$), während in Reihe 2 die Biegezahlen zwischen 14 und 21 lagen mit einem Mittelwert $\bar{N}_b = 17$. Aufgrund der geringen Differenz der gemessenen Biegezahlen wurde die Korrosionsschädigung der Litzen einzeldrähte als gering eingestuft.

4.5.4. Dauerschwingversuche

Es wurden insgesamt sieben Versuche an stärker korrodierten Litzenabschnitten durchgeführt. Die Oberlast betrug bei allen Versuchen $\sigma_o = 0,55 R_m = \text{konstant}$ mit $R_{mNENN} = 1.770 \text{ N mm}^{-2}$. Die Schwingbreite der Spannung $2 \sigma_a$ variierte zwischen 220 und 250 N mm^{-2} .

Probe Nr.	Quer- schnitt S_0 mm^2	Schwing- breite $2\sigma_A$ N/mm^2	Ober- span- nung $\sigma_0 =$ $0,55 R_m$ N/mm^2	Last- spielzahl N	Prüf- frequenz f Hz	Bemerkungen
1	34,98	220		$2 \cdot 10^6$	100	28,1°C bei $1,6 \cdot 10^6$ LS Bruch nahe der Ein- spannung
2	34,89	240		658.300	100	
3	35,00	230		$2 \cdot 10^6$	100	
4	34,17	240	973,5	885.700	100	
5	34,13	230		700.000	100	
6 1)	34,25	240		575.240	17	26,5°C bei 400.000 LS
7 2)	34,00	250		470.000	100	

1) geprüft mit hydraulischem Pulsator;
übrige Versuche geprüft mit Hochfrequenzpulsator

2) Einspannung mittels Alu-Rohr mit Kunststoffverfüllung;
die anderen Versuche mittels Halbschalen und Kunststoffverfüllung

Tabelle VI: Ergebnisse der Dauerschwingversuche

Die Ergebnisse der Dauerschwingversuche im Zug-Schwellbereich sind in Tabelle VI zusammengestellt. Die Auswertung der Einzelergebnisse ergab für eine Oberspannung der Litzen von $\sigma_0 = 973,5 \text{ N mm}^{-2}$ eine Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit von $2\sigma_A = (220 \dots 230) \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$. Die gegenwärtigen Zulassungswerte für die Dauerschwingfestigkeit von 7drähtigen Spanndrahtlitzen der Festigkeitsklasse St 1.570/1.770 mit normaler Relaxationsklasse betragen $2\sigma_A = (220 \dots 290) \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ bei einer Oberspannung von $\sigma_0 = 0,55 R_{mNENN}$.

Da Kerben und Narben einen Abfall der Dauerschwingfestigkeit bewirken, der sich bei einem kleineren Durchmesser prozentual stärker als bei einem größeren Durchmesser auswirkt, ist das Versuchsergebnis erklärbar. Die Dauerschwingfestigkeit der ausgebauten Litze lag aber trotz der Korrosionsnarben noch oberhalb des seinerzeit geforderten Mindestwertes von $200 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$. Die Bruchuntersuchungen der vorzeitig gebrochenen Proben ergaben, daß der Dauerbruch stets von einer Kerbe bzw. Narbe

an der Drahtoberfläche ausging. Als typische Beispiele sind die Bruchflächen der Proben Nr. 2 und 4 in Bild 8 dargestellt.

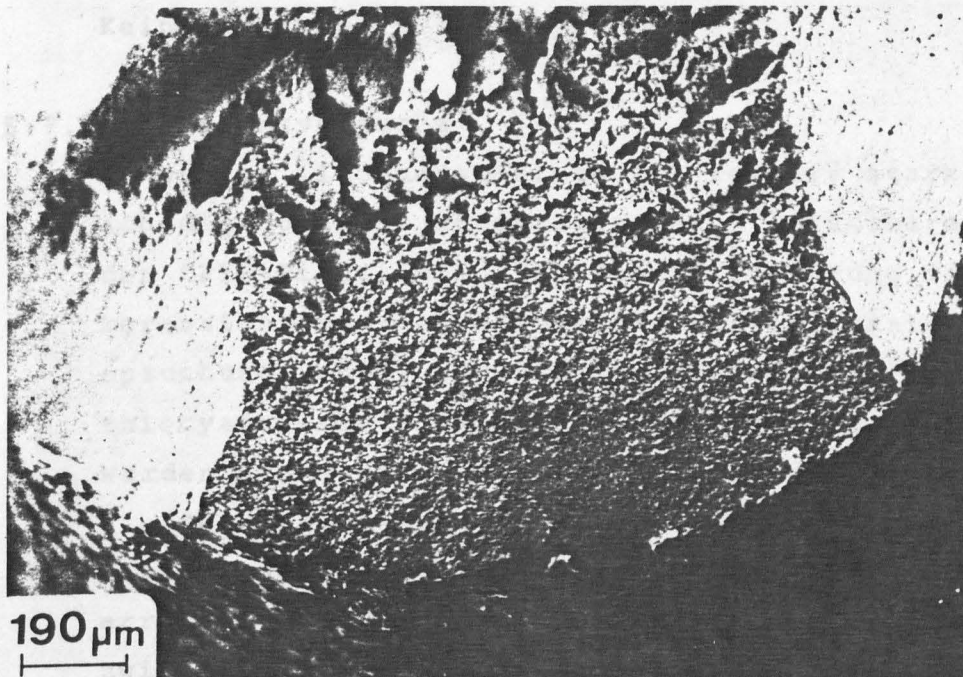
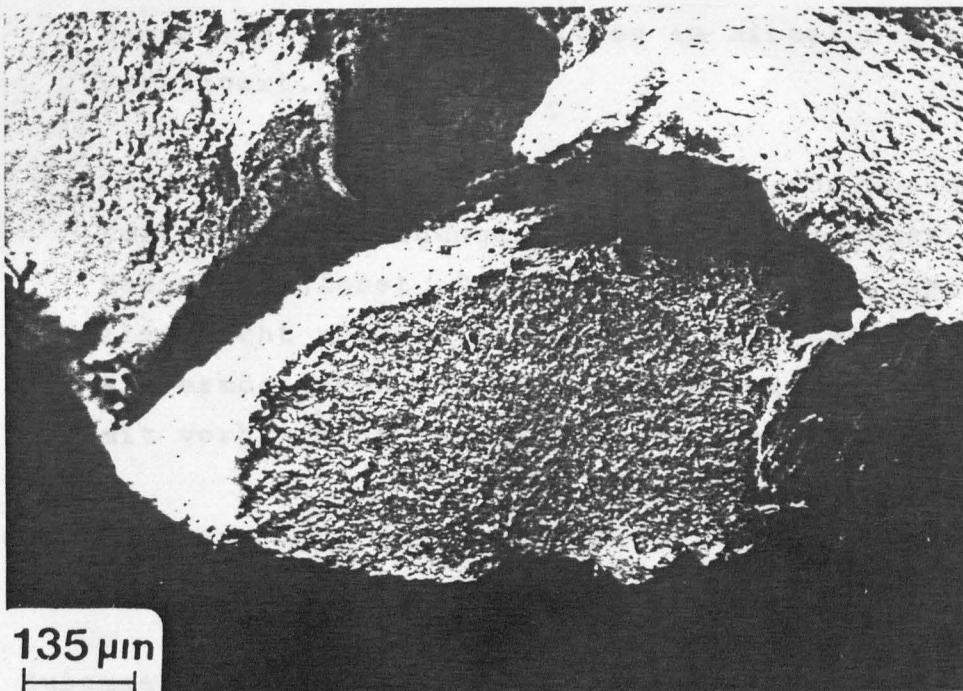


Bild 8:

Bruchbilder von
Dauerschwing-
proben

a) Probe 2:
 $2\sigma_a = 240 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$
und
 $N_B = 0,6583 \times 10^6$

b) Probe 4:
 $2\sigma_a = 240 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$
und
 $N_B = 0,8857 \times 10^6$



4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Es wurden Litzenabschnitte mit relativ starken Korrosionsschädigungen des Randträgers HT 4 (Stützbereich) nach den "FIP-Richtlinien für die Durchführung von Spannungs-korrosions-Versuchen" unter einer konstanten Zugbeanspruchung von $\sigma_i = 0,8 R_m$ in ruhender 20 %iger Ammoniumthiocyanat-Lösung von 323 K geprüft. In drei Versuchen wurden Standzeiten von 44, 65 und 58 h (Mittelwert $\bar{t} = 56$ h) gemessen.

Litzen, die nach heutiger Technologie gefertigt werden, erreichen unter den genannten Prüfbedingungen Standzeiten zwischen 20 und 150 h. Trotz der Korrosionsschädigungen der geprüften Litzen sind deren Standzeiten gegenüber denen von neuwertigen Litzen im Mittel nur geringfügig verringert.

Zur Feststellung der Beständigkeit von Spannstählen mit Korrosionsschädigungen im Bauwerk sind SpRK-Versuche nur bedingt geeignet. Die Ergebnisse dieser Laborversuche sind nicht unmittelbar auf die Baupraxis übertragbar, sie ermöglichen jedoch bei vergleichenden Betrachtungen mit vorhandenen Versuchsergebnissen eine wertende Aussage.

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Keine Angaben

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Die gesamte Litzenoberfläche zeigte stellenweise eine abtragende Oberflächenkorrosion, während im Bereich von

Fehlstellen in der Einpreßmörtelummantelung Korrosionsnarben bis zu einer Narbentiefe von etwa 80 μm angetroffen wurden. Die Zugversuche ergaben keine unterschiedlichen Ergebnisse für das Probenmaterial mit den verschiedenen Korrosionsgraden. Nach der 30jährigen Gebrauchsdauer wurden stets die Zulassungswerte der 7drähtigen Litze St. 1570/1.770-0,3" erreicht.

In den Biegezahlen der Litzeneinzeldrähte drückte sich der Unterschied zwischen dem "geringen" und "starken" Korrosionsgrad (s.o.) in einem Abfall von rund 13 % aus.

Die Dauerschwingprüfung an Proben mit "starkem" Korrosionsgrad (Narben bis 80 μ tief) ergab maximal eine Verringerung der Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit um 10 %. Als Rißkeime wirkten stets Korrosionsnarben.

Korrosionsversuche zur Prüfung der Beständigkeit des Spannstahls gegen wasserstoffinduzierten Sprödbbruch ergaben an Litzenabschnitten mit "starkem" Korrosionsgrad Standzeiten, die im Streuband der Ergebnisse von fabrikneuen Litzen heutiger Produktion liegen.

Brückenbauwerk Nr. 3

Überführung der Katzwanger Straße über den Hauptgüterbahnhof
Nürnberg

Unterlagen

1. Untersuchungen am Spannstahl SIGMA-St 145/165, 5,2 mm Durchmesser, aus einer abgebrochenen Straßenüberführung des Baujahres 1950 in Nürnberg
Untersuchungsbericht Nr. 32 680 vom 2. Nov. 1972;
Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Werk Rheinhausen,
Qualitätswesen W2
2. R. Bühner/K.F. Müller/H. Martin/J. Ruhnau:
Untersuchungen an 20 Jahre alten Spannbetonträgern
Heft 271; Deutscher Ausschluß für Stahlbeton

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

1950/51

1.2. Bauwerkskonstruktion

Die Konstruktion der insgesamt 145,43 m langen Brücke mit ihren acht Öffnungen bestand aus einfeldrigen Fertigteilbalken aus Spannbeton (volle Vorspannung) (Bild 9).

Die Spannbetonfertigteile hatten einen Plattenbalkenquerschnitt; es lagen jeweils 10 dieser Träger nebeneinander. Die Plattenbreite der Träger war so gewählt, daß nach dem Verlegen Fugen von 40 cm Breite in der Fahrbahntafel verblieben, die mit Ortbeton ausgefüllt wurden. Die einzelnen Fertigteilbalken (Längsträger) waren außerdem durch Quertträger miteinander verbunden.

1.3. Spannbewehrung

Die Spannbetonträger, die in einer Feldfabrik vorgefertigt worden waren, wurden nach dem Betonieren teilweise vorgespannt.

Die restliche Vorspannung wurde erst nach dem Verlegen der Träger aufgebracht, als eine zusätzliche Belastung durch die Querträger und die Fahrbahnplatte vorhanden war. Die Querträger und die geschlossene Fahrbahnplatte waren in Querrichtung vorgespannt.

1.4. Aufbau der Spannglieder
Jedes Spannglied hatte die FREYSSINET'sche Ringanordnung von 12 Spanndrähten mit \varnothing 5,2 mm, die in einer Lage um eine innere Stahldrahtwendel von 15 mm Durchmesser im Hüllrohr verlegt waren (Bild 13).

1.5. Spannstahlsorte
Vergüteter Spanndraht
St 1.420/1.620
(St 145/165)-Ø 5,2 mm,
rund, glatt

1.6. Hüllrohr
Glattes, längsgefalztes
Blechrohr (Bild 13) mit
einer Nennweite von
30 mm, das phosphatiert
war.

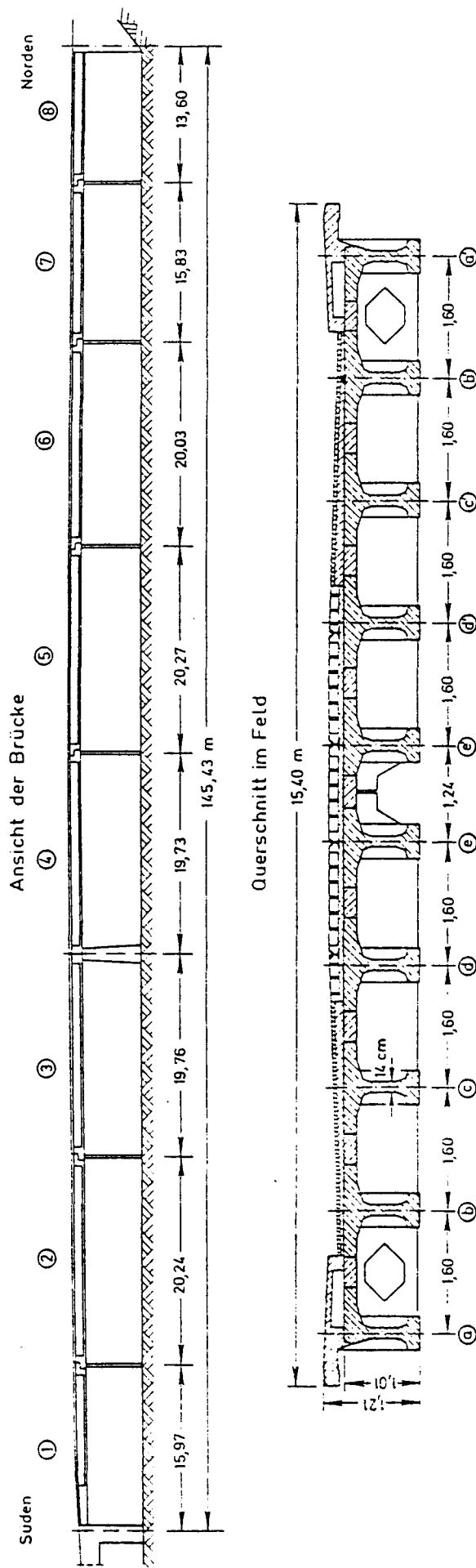


Bild 9: Überführung der Katzwanger Straße über den Hauptgüterbahnhof Nürnberg

1.7. Konstruktionsbeton

Der Beton für die Spannbeton-Längsträger entsprach der Festigkeitsklasse B45.

2. Bauwerksgeschichte

Etwa 3 Jahre nach der Fertigstellung der Brücke wurden an den Untergurt-Unterseiten einiger Spannbetonträger im Bereich der Feldmitte, in dem die Betondeckung der Spannglieder relativ gering war, Risse beobachtet, die parallel zu den Hüllrohren verliefen.

In den Jahren 1958/59 wurde der Beton im Bereich der Längsrisse z.T. bis zu den Hüllrohren ausgestemmt und mit Zementmörtel verfügt. Im Jahre 1966 wurde beobachtet, daß Teile der ausgebesserten Stellen abgefallen waren. Eine Inspektion der entsprechenden Fertigteilträgerbereiche ergab, daß in mehreren Trägern die Hüllrohre durchgerostet, einzelne Spanndrähte gebrochen waren und andere zum Teil starke Korrosion aufwiesen.

Im September 1966 wurden umfangreiche Untersuchungen zur Feststellung der Schäden und deren Umfang sowie der Schadensursache und der Feststellung der Brücken-Belastbarkeit durchgeführt.

Die Ursache für das Auftreten der Risse an den Trägerunterseiten war nicht mehr eindeutig zu klären. Als mögliche Ursachen wurden die nachfolgend genannten Faktoren angesehen, wobei vermutlich das Zusammenwirken mehrerer ungünstiger Faktoren zu den beobachteten Rissen an den Fertigteilträgern führte:

- a) Querbiegemoment, bedingt durch die Spanngliederanordnung im Gurt der vorgedrückten Zugzone;
- b) Gefrieren von evtl. in die Hüllrohre der noch nicht vorgespannten Spannglieder eingedrungenem Wasser (50 % der Spannglieder wurden vor dem Verlegen der Fertigteile vorgespannt, die restlichen erst nach dem Verlegen; in der Zwischenzeit könnte Wasser in die noch unverpreßten Hüllrohre eingedrungen sein);

c) Zwängungsspannungen im Beton;

d) ungleichmäßige Erwärmung und Schwinden des Betons.

Die Materialuntersuchungen ergaben, daß der ursprüngliche Beton nur einige Millimeter tief karbonatisiert war und somit Karbonatisierung des Betons als Korrosionsursache ausschied. Der Einpreßmörtel - entnommen außerhalb der Bereiche der Ausbesserungsstellen - zeigte nur Spuren von Chlorid und dürfte somit ohne chloridhaltige Zusatzmittel hergestellt worden sein. Der Ausbesserungsmörtel wies jedoch Chloridwerte bis zu 2,2 Masse-% des Zementgewichtes auf und lag damit weit über dem für zulässig erachteten Wert von 0,2 Masse-% des Zementgewichtes. Die Korrosionerscheinungen - starke Oberflächen- und Lochfraßkorrosion - an den Hüllrohren und an den vergüteten Spanndrähten konnten durch technologische und metallografische Untersuchungen als Folge einer Schädigung durch Chlorid nachgewiesen werden. In unmittelbarer Umgebung der Ausbesserungsstellen wurden in dem sonst chloridfreien Einpreßmörtel Chloridwerte bis zu 1,8 Masse-% des Zementgewichtes festgestellt, was durch die Chlorionen-Diffusion aus Bereichen höheren Chloridgehaltes zu erklären war. Als Ursache der Korrosionsschäden ist der beim Ausbesserungsmörtel festgestellte hohe Chloridgehalt infolge der Verwendung von stark chloridhaltigem Betonzusatzmittel anzusehen.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

1971. Die Nutzungsdauer betrug 20 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Nach mehreren Jahren der Nutzung wurden Längsrisse parallel zur Spanngliedlage in den Untergurten der vorgefertigten Spannbetonträger beobachtet. Die Verwendung von Ausbesserungsmörtel mit stark chloridhaltigem Betonzusatzmittel zum Verfugen der Längsrisse führte zu starken Korrosionerscheinungen an den Hüllrohren und an den

Spanndrähten. Zur Sanierung des Bauwerkes hätten sämtliche Ausbesserungsstellen aufgeschlagen und der Ausbesserungsmörtel sowie seine Umgebung im Trägerbeton entfernt und wieder ersetzt werden müssen. Es bestand somit das Risiko, daß bei dieser Maßnahme einerseits nicht der gesamte "chloridverseuchte" Beton erfaßt wurde und andererseits beim Abschlagen des Mörtels die Spannglieder beschädigt wurden. Da das Aussehen der Spanndrähte allein keine ausreichende Beurteilung erlaubte, wäre zusätzlich eine Spanndraht-Entnahme an den freigelegten Stellen erforderlich gewesen, um Art und Umfang der Korrosionsschädigung der Spanndrähte feststellen zu können. Außerdem war die volle Belastbarkeit der Brücke durch den Bruch und die starke Korrosion einiger Spannglieder nicht mehr gewährleistet. Diese Sachlage erzwang den Abbruch des Brückenbauwerkes.

3.3. Art des Abbruches

Keine Angaben

3.4. Probennahme

Für die Untersuchungen des Betons und der Spannglieder wählte man das Mittelstück des Untergurtes eines Spannbetonträgers aus. Das 2,5 m lange Trägerstück stammte aus dem Träger 7b'. Es enthielt neun Spannglieder. Bild 10 zeigt den Probekörper, während dessen Querschnittabmessungen aus Bild 11 zu entnehmen sind.

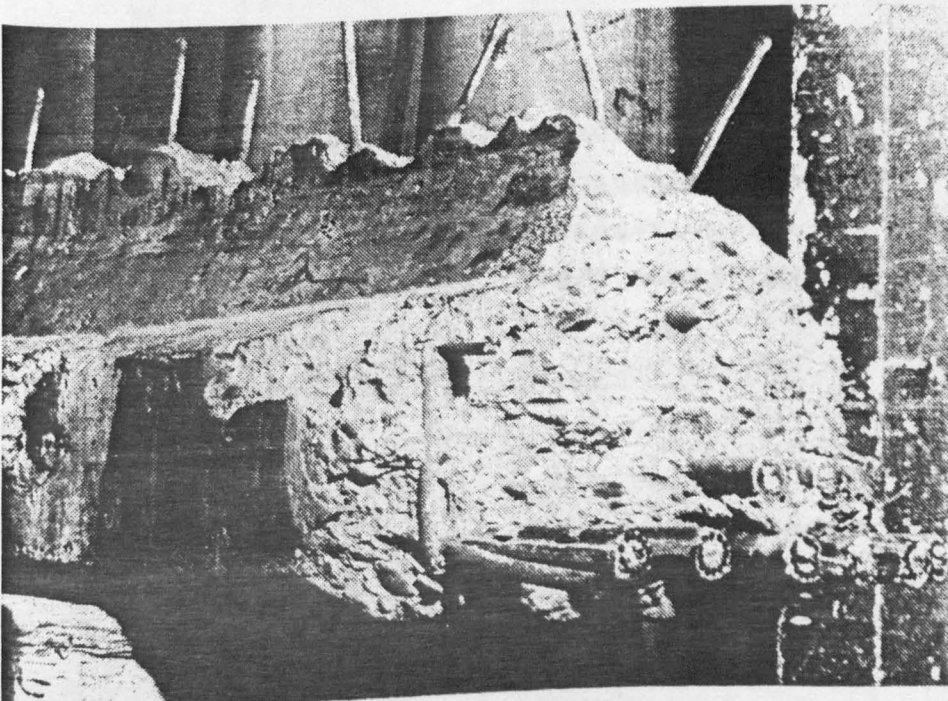
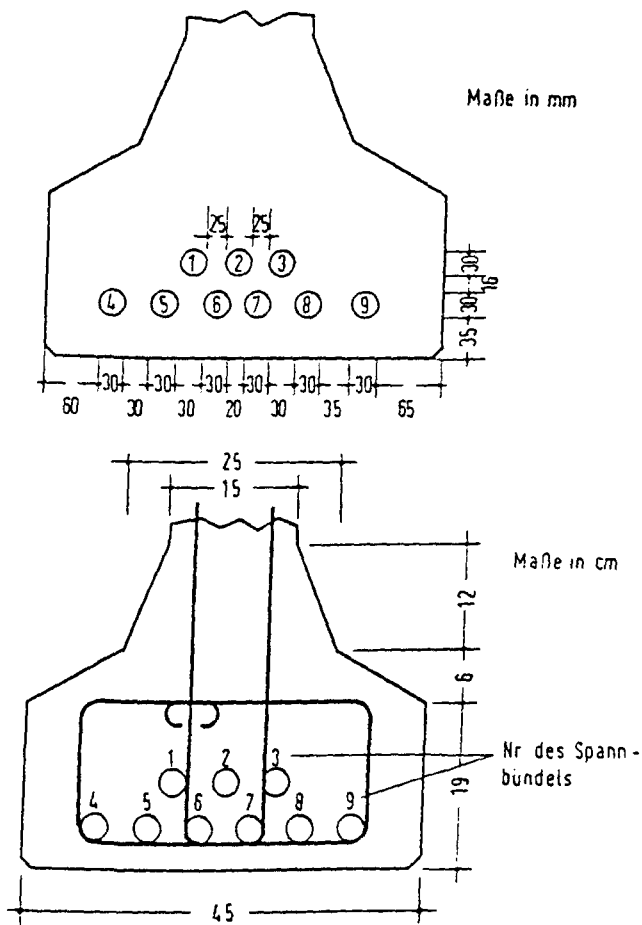


Bild 10:

Ansicht des
Trägerstückes
aus Träger 7b'

Bild 11:

Abmessungen des Träger-
stückes aus Träger 7b'



4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Keine zusätzlichen Angaben über Bild 11 hinaus.

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Befund des Betons nach Augenschein:

Betonart.....: Sand-Kies-Beton

Sieblinie.....: D/E gemäß DIN 1045 (Nov. 59)

Korngröße.....: 0/30 mm

Kornform.....: rund

Steife.....: K2

Gefüge.....: gleichmäßig

Zuschläge.....: Sand überwiegend aus Quarz; Kies aus
Kalkgestein mit geringem Prozentanteil
an Sandsteinkörnern

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Als Prüfkörper dienten Bohrkern aus den Trägern 6b' und

7b'. Die Ergebnisse

der Druckversuche enthält Tabelle VII.

Tabelle VII:

Rohdichte, Druckfestigkeit und Bruchstauchung der Betonbohrkerne

Kern-Nr.	Durchmesser (cm)	Abmessungen Höhe bei		Rohdichte (kg/dm ³)	Druckfestigkeit R_d im Prüfpfalter (kp/cm ²)	Bruchstauchung ϵ_u (%)
		Einlieferg. (cm)	Prüfung (cm)			
1	15,0	14,0	13,4	2,49	510	-
2	15,0	14,0	13,1	2,41	564	-
5	15,0	13,3	12,5	2,38	510 ²⁾	3,3 ²⁾
10	15,0	13,4	12,7	2,38	657	3,5
13	15,0	13,5	12,0	2,38	513	3,9
15	15,0	13,4	12,4	2,42	655	4,0
16	15,0	13,5	12,4	2,50	544	4,6
17	15,0	13,7	13,1	2,40	609	3,8
21	15,0	14,4	13,3	2,40	540	4,5
22	15,0	14,4	13,4	2,40	557 ²⁾	3,3 ²⁾
23	15,0	14,3	13,2	2,42	656 ²⁾	4,6 ²⁾
25	15,0	14,7	13,9	2,41	623	3,0
29	15,0	14,8	13,3	2,41	620	4,2
33	15,0	15,1	14,2	2,38	613	4,9
R 20	15,0	13,4	12,5	2,51	545	4,9
H 1	10,0	16,8	10,0	2,38	665	-
H 2	10,0	17,0	10,0	2,38	670	-
H 3	10,0	17,3	10,0	2,42	885	-
H 4	10,0	13,4	10,0	2,39	855	-
Mittelwert der Bruchstauchung						$\epsilon_{um} = 4,2 \%$

2) Proben nach Messung des E-Moduls erneut ausgerichtet und auf Druck (Festigkeit und Stauchung) geprüft.

Tabelle VIII:

Rohdichte und Spaltzugfestigkeit der Betonbohrkerne

Kern-Nr.	Durchmesser	Abmessungen (cm)		Rohdichte (kg/dm ³)	Spaltzugfestigkeit R_z (kp/cm ²)
		Länge bei Einlieferg.	Prüfung		
3	15,0	13,5	12,9	2,38	33,2
4	15,0	13,2	13,2	2,38	45,4
6	15,0	13,3	12,3	2,40	41,9 2)
12	15,0	13,8	12,3	2,39	38,2 2)
13	15,0	13,5	12,5	2,39	35,9 2)
14	15,0	13,6	12,4	2,40	42,5 2)
18	15,0	13,7	10,1	2,40	42,0
19	15,0	13,5	13,4	2,39	41,3
24	15,0	14,3	12,7	2,44	28,6 2)
30	15,0	14,8	10,7	2,42	31,9
34	15,0	14,5	14,6	2,44	36,5
R 1	15,0	13,7	7,4	2,39	34,9
R 5	15,0	13,5	12,5	2,40	33,4 2)
S 2	15,0	16,8	11,6	2,33	46,2
S 4	15,0	16,7	11,0	2,53	31,4

2) Probe nach Verwendung bei Prüfung des E-Moduls auf Spaltzugfestigkeit geprüft.

4.2.3. Betonporosität

Die Porosität war gering; es traten nur vereinzelt größere Poren wegen örtlich eng begrenzter und unvollkommener Verdichtung auf. An einigen größeren Poren im Beton war anhand der schwarzen Färbung zu erkennen, daß Rauchgase bis zu 15 mm in den Beton eingedrungen waren.

Bei der Beurteilung der Bruchstauchungen (Tab. VII ist zu beachten, daß die Probenabmessungen ($h \approx d \approx 150$ mm) im Vergleich zum Größtkorn von 30 mm klein waren. Die Verformungswerte dieser Proben sind deshalb größer als bei den üblichen Probenabmessungen für Verformungsmessungen. Die Spaltzugfestigkeit der Bohrkern ist Tabelle VIII zu entnehmen.

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Am Beton des Mittelstückes aus dem Träger 7b' wurden an mehreren Stellen, die über die Länge und den Querschnitt verteilt waren, Karbonatisierungstiefen von

$$t_{\text{Kar}} = (7 \pm 2) \text{ mm}$$

gemessen. Zum Vergleich wurden ähnliche Untersuchungen am Träger 8 durchgeführt. Im Bereich des Untergurtes wurden Werte von (5 ± 2) mm ermittelt, während an der Trägeroberseite die Karbonatisierungstiefe nur maximal $(3 \dots 4)$ mm betrug. Diese Meßwerte bewiesen, daß eine sachgerecht eingelegte Bewehrung bei entsprechender Ausführungsqualität des Betons auch noch nach 20 Jahren von nicht karbonatisiertem Beton umgeben war.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Tabelle IX:
Chloridgehalt in Beton und Einpreßmörtel

Proben- bezeichnung		Chloridgehalt in % bezogen auf	
		Beton- gewicht	Zement- gewicht ⁺⁾
Trägerstück	<u>Beton</u>	0,011	0,08
	Beton aus der Umgebung eines korrodierten Hüllrohres	0,007	0,05
	<u>Einpreßmörtel</u>		
	Bündel 5	0,010	0,07
	" 6	0,008	0,06
Biegeträger	" 7	0,004	0,03
	" 8	0,009	0,06
	Untergurt	0,003	0,02
	"	0,015	0,10
	Obergurt	0,019	0,13

⁺⁾ bei einem angenommenen Zementgehalt von 350 kg/m^3

Es wurden an mehreren Stellen des Trägers 7b' und zum Vergleich des Trägers 8 Betonproben entnommen und analysiert. Die ermittelten Werte sind in Tabelle IX zusammengefaßt. Die Chloridgehalte des Betons lagen stets unter dem heute höchstzulässigen DIN-Wert von 0,2 Masse-% bezogen auf den Zementgehalt des Betons

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Bei dem Einpreßmörtel handelte es sich um normalen Portlandzement mit Aluminiumpulverzusatz, der wahrscheinlich als Treibmittel verwendet wurde.

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

An den Einpreßmörtelproben wurde in keinem Fall eine Karbonatisierung gefunden.

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

Die Analysenwerte sind in Tabelle IX zusammengefaßt. Die ermittelten Chloridgehalte lagen stets unter dem als zulässig geltenden Grenzwert von 0,2 Masse-% des Zementgehaltes.

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

Die neun im Trägerstück vorhandenen Spannglieder wurden durch vorsichtiges Abschlagen der Betonumhüllung freigelegt.

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

An allen freigelegten Hüllrohren wurde über den Umfang verteilt an vielen Stellen Korrosion festgestellt. Die Spannglieder Nr. 4 bis 8 wiesen außerdem jeweils mehrere

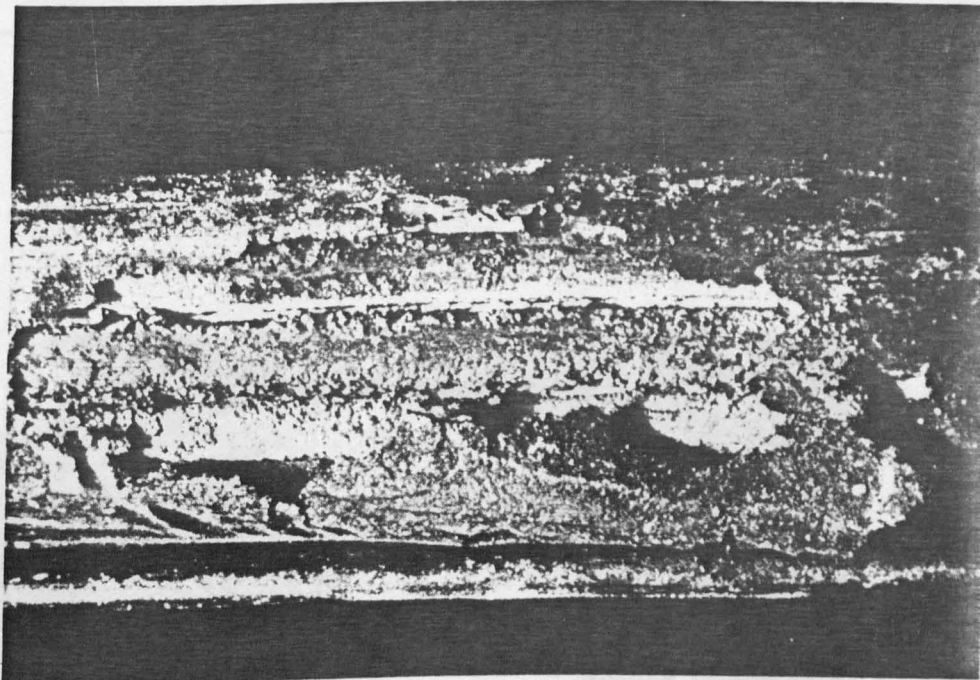


Bild 12: Durchgerostetes Hüllrohr

Stellen auf, an denen das Hüllrohr durchkorrodiert war (Bild 12). Der Korrosionsprozeß ging in der Regel von der Innenseite der Hüllrohre aus. Die Zusammenstellung in Tabelle X gibt eine Übersicht über die festgestellten Korrosionsschädigungen der Hüllrohre.

Hüllrohr Nr.	Art der Korrosion		Blech durch- korrod.	in % der Ober- fläche	
	Oberfl. Korr.	starke Korr.		innen	außen
1	x	x	x	10 5 <1	4 6
2	x	x	x	10 10 <1	5 10
3	x	x	x	5 15 1	3 12
4	x	x	x	5 25 <1	5 20
5	x	x	x	1 16 3	7 8
6	x	x	x	2 10 8	2 5
7	x	x	x	15 10 15	5 10
8	x	x	x	2 6 17	3 10
9	x	x	x	5 5 <1	10

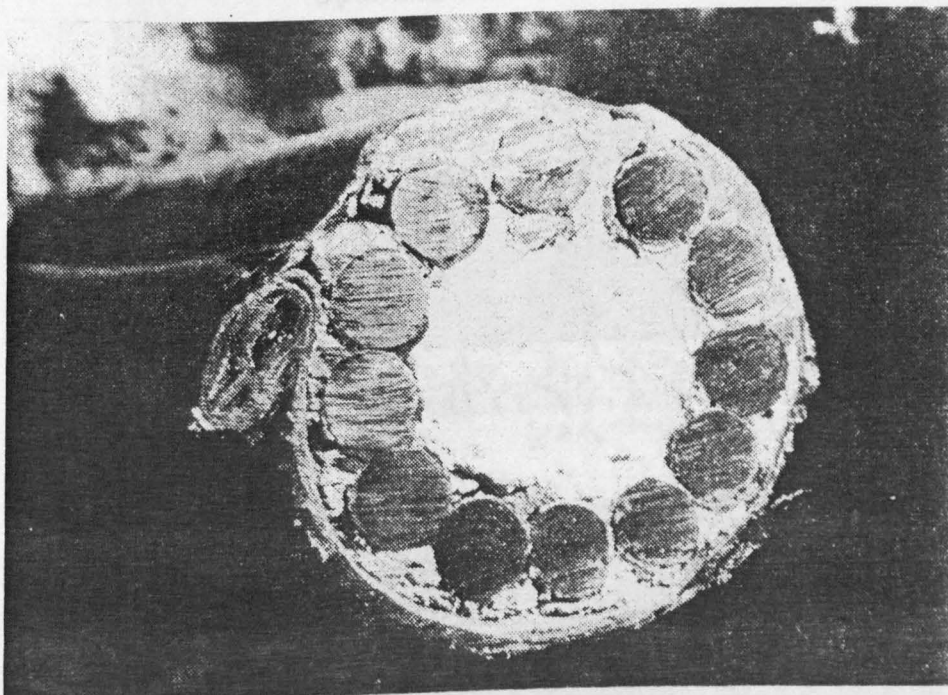
Tabelle X:

Korrosionsschäden an den
Hüllrohren

4.4.2. Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren

In vielen Fällen lagen die Spanndrähte am Hüllrohr an

(Bild 13).



Als Grund dafür wurde die eingelegte Drahtwendel mit zu großem Radius angesehen, die die Spanndrähte daher nach außen gedrückt hatte.

Bild 13: Querschnitt durch ein ausgebautes Hüllrohr

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Während die Hüllrohrfüllung mit Einpreßmörtel im Hüllrohrkern durchweg 100 % betrug, war der Füllungsgrad am äußeren Umfang der Spanndrahtlage teilweise sehr mangelhaft.

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

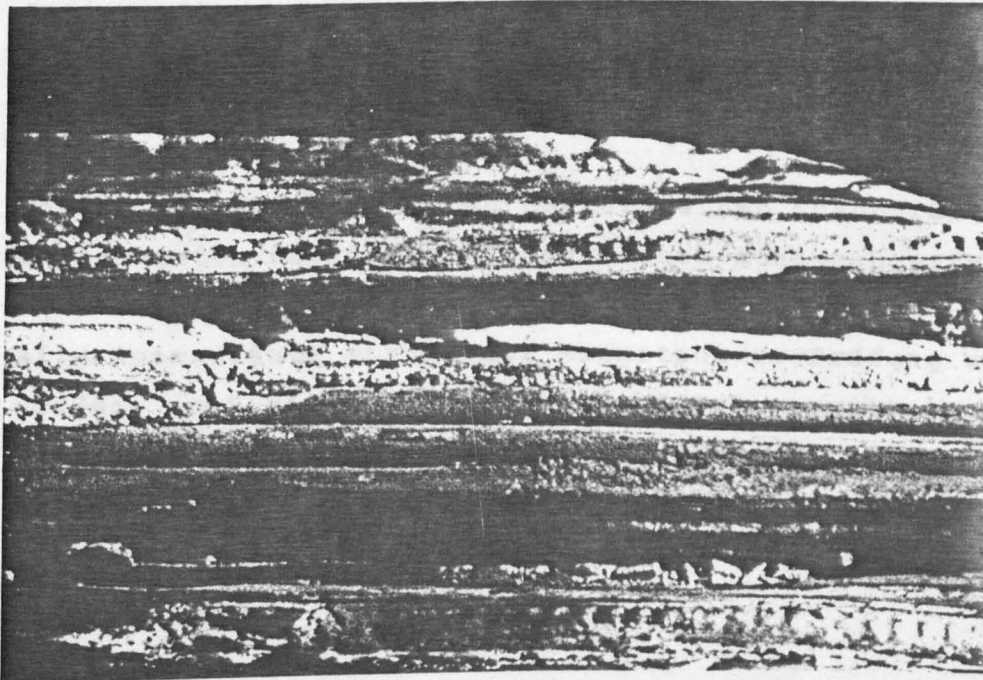


Bild 14: Typische Korrosionsstellen an den ausgebauten Spanndrähten

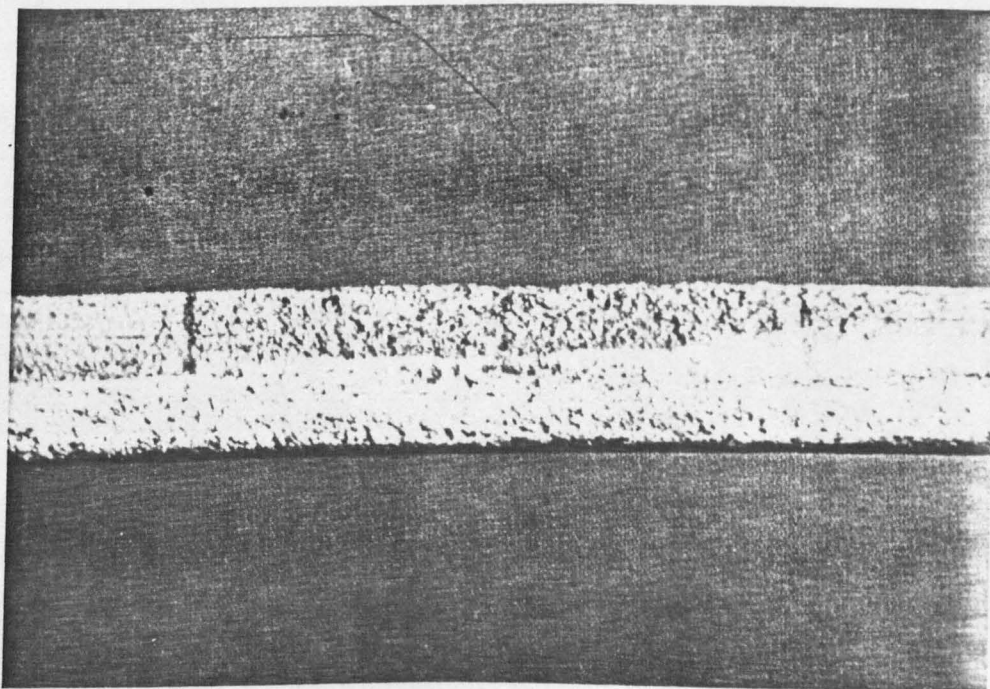


Bild 15: Korrosionsstellen an einem Spanndraht

Alle ausgebauten Spanndrähte wiesen zumindest leichte Oberflächenkorrosion auf. An den Stellen, an denen das Hüllrohr durchkorrodiert war, zeigten auch die Spanndrähte starke Korrosionsschädigungen mit z.Teil lochfraßartigen Narben (Bild 14, 15 und 16).

Korrosion erfolgte in allen Fällen, in denen zwei verschiedene Stahlsorten einander berührten. Deutlich war diese Korrosionsart an den Kontaktstellen zwischen der Abstandswendel und den Spanndrähten zu erkennen (Bild 17). Starke Korrosionserscheinungen verbunden mit lochfraßartigen Abtragungen wurden dann gefunden, wenn größere Hohlräume im Einpreßmörtel an der Spanndrahtoberfläche vorhanden waren.

In Tabelle XI sind die an den einzelnen Spanndrähten beobachteten Korrosionserscheinungen zusammengestellt.

Alle Spanndrähte wurden der Magnetpulver-Prüfung unterworfen, um Risse und ähnliche Fehler zu ermitteln. Es wurden in keinem Fall Anrisse gefunden. Es ist aber zu berücksichtigen, daß die verwendete Prüfmethode erst ab Rißtiefen $> 0,3$ mm zuverlässige Aussagen ergibt.

Tabelle XI: Korrosionszustand des Abstandswendels Spanndraht

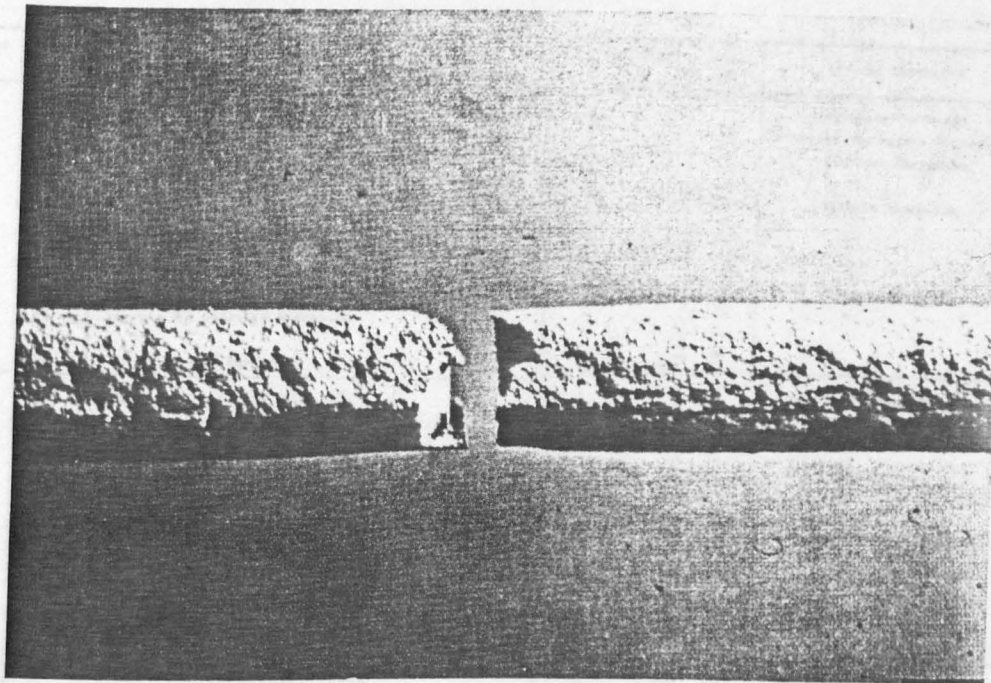


Bild 16: Spanndraht mit Korrosionsstellen

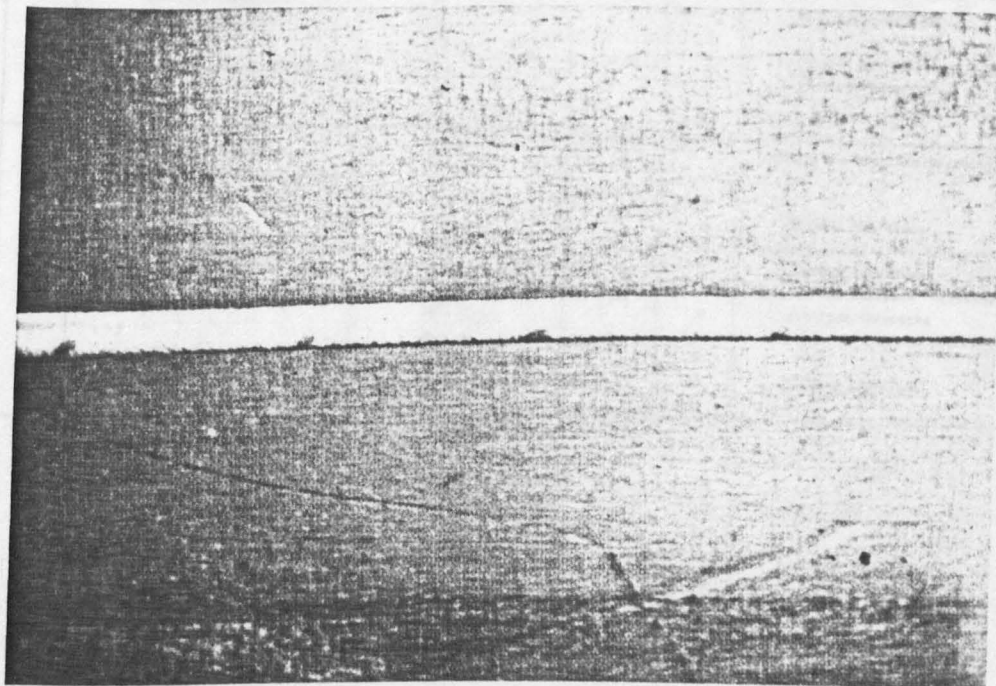


Bild 17: Korrosion an den Kontaktstellen zwischen Abstandswendel und Spanndrähten

Tabelle XI: Korrosionszustand der ausgebauten Spanndrähte

Hüllrohr Nr.	Draht Nr.	Art der Korrosion	in % der Oberfläche
1	1	leichte Korrosion	5
	2	" "	10
	3	" "	10
	4	" "	10
	5	" "	5
	6	" "	5
	7	leichte u. mittlere Korrosion	30
	8	leichte Korrosion	15
	9	" "	10
	10	leichte bis mittlere Korrosion	15
	11	" "	10
	12	leichte Korrosion	15
2	1	leichte bis mittlere Korrosion	15
	2	leichte Korrosion	15
	3	" "	< 5
	4	" "	5
	5	" "	< 5
	6	" "	10
	7	" "	5
	8	" "	1
	9	" "	1
	10	mittlere Korrosion	10
	11	leichte Korrosion	5
	12	" "	< 5
3	1	leichte Korrosion	15
	2	leichte bis mittlere Korrosion	10
	3	" "	15
	4	" "	15
	5	mittlere Korrosion	25
	6	leichte bis mittlere Korrosion	20

Hüllrohr Nr.	Draht Nr.	Art der Korrosion	in % der Oberfläche
6	1	mittlere Korrosion	20
	2	mittlere bis starke Korrosion	40
	3	mittlere Korrosion	15
	4	" "	10
	5	leichte Korrosion	5
	6	" "	< 5
	7	" "	< 5
	8	" "	< 5
	9	mittlere Korrosion	5
	10	" "	10
	11	" "	15
	12	" "	10
7	1	leichte und starke Korrosion	10
	2	leichte Korrosion	15
	3	starke Korrosion mit Narben	70
	4	" "	70
	5	" "	70
	6	" "	50
	7	mittlere Korrosion	30
	8	leichte Korrosion	15
	9	mittlere Korrosion	25
	10	" "	15
	11	" "	10
	12	leichte Korrosion	10
8	1	mittlere Korrosion	15
	2	" "	20
	3	leichte Korrosion	15
	4	mittlere Korrosion	20
	5	" "	40
	6	" "	40

Hüllrohr Nr.	Draht Nr.	Art der Korrosion	in % der Oberfläche
3	7	mittlere Korrosion	30
	8	leichte Korrosion	10
	9	" "	10
	10	leichte bis mittlere Korrosion	15
	11	" "	20
	12	" "	15
4	1	mittlere Korrosion	25
	2	mittlere bis starke Korrosion	60
	3	" "	50
	4	" "	50
	5	" "	50
	6	mittlere Korrosion	40
	7	mittlere bis starke Korrosion	50
	8	" "	50
	9	" "	60
	10	mittlere Korrosion	40
	11	" "	40
	12	leichte Korrosion	15
5	1	leichte Korrosion	10
	2	mittlere Korrosion	15
	3	leichte Korrosion	10
	4	mittlere Korrosion	10
	5	" "	20
	6	" "	10
	7	mittlere bis starke Korrosion	30
	8	mittlere Korrosion	20
	9	" "	15
	10	" "	5
	11	" "	5
	12	" "	10

Hüllrohr Nr.	Draht Nr.	Art der Korrosion	in % der Oberfläche
8	7	mittlere Korrosion	15
	8	" "	25
	9	leichte Korrosion	20
	10	mittlere Korrosion	20
	11	" "	10
	12	" "	20
9	1	leichte bis mittlere Korrosion	15
	2	" "	15
	3	" "	10
	4	leichte Korrosion	5
	5	leichte bis mittlere Korrosion	15
	6	leichte Korrosion	10
	7	leichte bis mittlere Korrosion	5
	8	mittlere Korrosion	10
	9	" "	15
	10	" "	20
	11	leichte Korrosion	5
	12	" "	5

4.5.2. Zugversuche

Aus den ausgebauten Spanndrähten wurden Zugproben von 400 mm Länge herausgeschnitten. Bei der Auswahl der Spanndraht-Zugproben wurde folgende Einteilung nach dem Korrosionsgrad gewählt:

Spanndrähte mit korrosionsfreier Oberfläche (Nullversuche),
Spanndrähte mit leichter Korrosion,
Spanndrähte mit starker Korrosion.

Die Prüfergebnisse sind in Tabelle XII zusammengestellt.

Tabelle XII:
Ergebnisse der Zugversuche an
Spanndrähten

Bezeichnung	d _n mm	S _n mm ²	R _{p0,2} kp/mm ²	R _m kp/mm ²	A ₁₀ %	A ₅ %	Aussehen der Bruchstelle
Korrosionsfreie Proben							
1/6	5,00	19,60	158,20	169,93	5,6	2,9	blank
1/9	4,99	19,53	-	167,98	7,0	3,4	"
1/11	4,89	18,76	159,92	171,65	7,2	3,0	"
2/12	5,04	19,95	-	170,39	7,6	3,5	"
3/9	5,09	20,41	-	169,50	7,8	3,4	"
5/4	5,07	20,15	-	173,69	5,2	2,4	"
6/6	5,03	19,90	158,82	169,88	7,4	2,2	"
6/7	5,02	19,76	157,42	165,06	5,6	3,3	"
6/8	5,04	19,93	-	170,56	7,0	3,1	"
7/11	5,00	19,62	-	168,16	7,2	3,8	"
9/4	5,17	21,02	159,85	170,80	6,6	2,9	"
9/11	4,99	19,54	-	170,09	7,2	3,2	"
Proben mit leichter Korrosion							
2/2	4,89	18,76	-	171,60	8,0	3,6	blank
3/11	5,10	20,44	-	169,22	6,8	2,3	"
4/6	5,02	19,76	-	169,06	6,6	2,5	"
5/3	5,08	20,25	-	169,90	6,6	2,4	"
6/2	5,04	19,97	-	168,27	6,8	3,5	"
7/7	5,02	19,78	-	170,91	5,6	2,2	leichte Korrosion
8/8	5,18	21,10	-	167,73	7,0	3,2	blank
9/1	5,00	19,65	-	170,97	6,4	2,1	"
Proben mit starker Korrosion							
1/7	5,00	19,60	-	170,42	5,0	1,8	Korrosion
1/8	4,97	19,40	-	171,17	6,0	3,1	"
3/11	5,12	20,58	-	167,12	6,4	2,0	"
4/7	5,02	19,83	-	169,44	6,2	3,0	"
5/7	5,10	20,49	-	168,86	7,2	3,5	"
6/11	5,04	19,96	-	168,35	6,8	3,1	"
7/3	5,01	19,73	-	164,24	2,2	0,0	Narbe = 0,2 mm
8/6	5,16	20,93	-	168,18	6,6	3,5	Korrosion
9/10	5,03	19,88	-	170,03	6,0	2,4	"

Die mechanisch-technologischen Kennwerte entsprachen der laut statischer Berechnung vorgesehenen Spanndraht-Festigkeitsklasse
St 1.420/1.620 (St 145/165)

Stärkere Korrosion führte zu einer Abnahme der Verformungsfähigkeit der Spanndrähte, während die Zugfestigkeit nur durch Narbenbildung verringert wurde. Die mechanisch-technologischen Kennwerte einer Zugprobe mit einer Narbentiefe von 0,2 mm änderten sich wie folgt: die Gleichmaßdehnung wurde auf Null, die Bruchdehnung auf 33 % und die Zugfestigkeit auf

96,5 % der an korrosionsfreien Spanndraht-Zugproben ermittelten Kennwerte herabgesetzt.

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Die Hin- und Herbiegeversuche wurden an 300 mm langen Spanndrähten, die den drei gewählten Korrosionsgraden zuzuordnen waren, durchgeführt. Die Versuche erfolgten mit einem Biegedorn von \varnothing 5 mm.

Die gemessenen Biegezahlen sind in Tabelle XIII aufgelistet.

Tabelle XIII:
Ergebnisse der Hin- und Herbiegeversuche

Korrosionsfreie Proben		Proben mit leichter Korrosion		Proben mit starker Korrosion	
Bezeichnung	n	Bezeichnung	n	Bezeichnung	n
1/ 4	2	1/ 4	1	1/ 9	1
1/11	2	2/10	2	3/ 5	2
2/ 5	3	3/ 5	1	4/ 8	1
2/ 9	3	4/ 9	2	5/ 7	2
3/10	1	5/ 8	1	6/12	0,5
5/ 1	3	6/ 3	2,5	7/ 3	1
5/ 4	0,5	7/ 5	3	8/ 5	0,5
6/ 7a	3	8/12	1	9/ 5	1,5
6/ 7b	3	9/ 9	2		
7/ 2	2				
9/11	1				

n = Anzahl der bis zum Bruch
ertragenen Hin- u. Herbiegungen.

Die Ergebnisse bestätigten den tendenziellen Einfluß des Korrosionsgrades auf die Verformungsfähigkeit der Spanndrahtsorte.

4.5.4. Dauerschwingversuche

Zur Ermittlung der Dauerschwingfestigkeit wurden Proben von 300 mm Länge aus den Spanndrähten herausgeschnitten. Diese Proben wurden ebenso wie bei den Zugversuchen und bei den Hin- und Herbiegeversuchen nach dem Korrosionsgrad in drei Klassen unterteilt.

Von den korrosionsfreien Proben wurde mit einer konstanten Oberspannung von

$$\sigma_o = 96 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 941 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} \approx 0,6 R_{mN}$$

in einem Hochfrequenz-Pulsator (Prüffrequenz $n = 100 \text{ Hz}$) das WÖHLER-Diagramm der Spannstahlsorte näherungsweise ermittelt. Die korrodierten Proben wurden bei der konstanten Oberspannung mit der Schwingbreite

$$\sigma_0 = 96 \text{ kp/mm}^2$$

Nr.	Bezeichnung	P_0 mm ²	$\sigma_0 = \sigma_u$ kp/mm ²	N $\times 10^{-3}$	Aussehen der Bruchstelle
korrosionsfreie Proben					
1	1/ 1	19,55	40,0	224	blank
2	1/ 2	20,93	43,0	91	"
3	2/ 9	18,77	30,0	2000	ohne Bruch
4	2/12	19,90	35,0	2000	"
5	3/12	19,73	38,5	143	blank
6	5/ 6	20,05	37,0	154	"
7	5/12	20,46	34,7	188	"
8	6/ 7	19,71	35,0	527	"
9	6/ 8	19,91	34,7	282	"
10	7/ 2	20,26	34,6	281	"
11	9/11	19,46	34,5	153	"
12	2/ 4	18,79	35,1	322	"
13	2/ 5	19,69	35,0	190	"
14	2/ 7	19,88	32,2	2000	ohne Bruch
15	6/ 7	19,82	30,0	2000	"
16	9/ 1	19,62	29,6	291	blank
17	9/12	21,45	28,0	486	"
Proben mit leichter Korrosion					
	1/ 7	19,41	35,0	138	leichte Korrosion
	2/ 1	19,47	34,9	2000	ohne Bruch
	3/ 5	20,29	35,0	225	leichte Korrosion
	4/ 5	20,67	35,5	276	"
	5/ 3	20,10	34,8	194	"
	6/ 2	19,86	35,2	239	"
	7/ 8	19,59	35,2	228	"
	8/ 8	21,10	35,0	502	"
	9/ 9	20,68	34,8	253	"
Proben mit starker Korrosion					
	1/12	19,47	35,0	225	Korrosion
	3/ 5	20,28	35,0	154	"
	4/ 7	19,81	34,8	164	"
	5/ 7	20,34	35,0	170	"
	6/ 9	19,89	35,2	187	"
	7/ 3	19,71	35,0	115	Narbe
	8/ 7	20,74	35,2	139	Korrosion
	9/10	19,70	35,0	184	"

Tabelle XIV: Ergebnisse der Dauerschwingversuche

daß deren Dauerschwingfestigkeit etwa

$$2\sigma_A = 25 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 245 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

betrug. Eine starke Korrosionsschädigung führte in jedem Fall zu einer Verringerung der Dauerschwingfestigkeit. Wie aus Bild 19 zu ersehen ist, lagen die Bruchlastspielzahlen N bei $2\sigma_a = 35 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 340 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ der Proben mit starkem Korrosionsgrad deutlich unter denen der korrosionsfreien Proben. Allerdings lag der beobachtete Abfall der Dauerschwingfestigkeit noch innerhalb des durch die Werte der Spanndrähte aus Spannglied 9 angedeuteten breiten Streubandes der Gesamtmenge aller verwendeten Spanndrähte. Dagegen erreichten Proben mit geringem Korrosionsgrad praktisch die gleichen Bruchlastspielzahlen wie die korrosionsfreien Proben.

$$2\sigma_a = 35 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 340 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

geprüft, dem Zulassungswert der vergüteten Spannstahlsorte St 1.420/1.570 (St 145/160) für die Grenzlastspielzahl $2 \cdot 10^6$.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle XIV

zusammengestellt, während Bild 18 das WÖHLER-Diagramm der korrosionsfreien Spanndrahtproben zeigt.

Die Dauerschwingfestigkeit der korrosionsfreien Proben für die Grenzlastspielzahl $2 \cdot 10^6$ lag bei etwa

$$2\sigma_A = 32 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 314 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

Demgegenüber deuten die Meßergebnisse der Proben aus Spannglied 9 darauf hin,

$\sigma_0 = 96 \text{ kp/mm}^2 = \text{konstant}$

Bild 18:

Versuchspunkte und Wöhlerlinien
an korrosionsfreien Spanndrähten
St 145/165, $\varnothing 5,2 \text{ mm}$

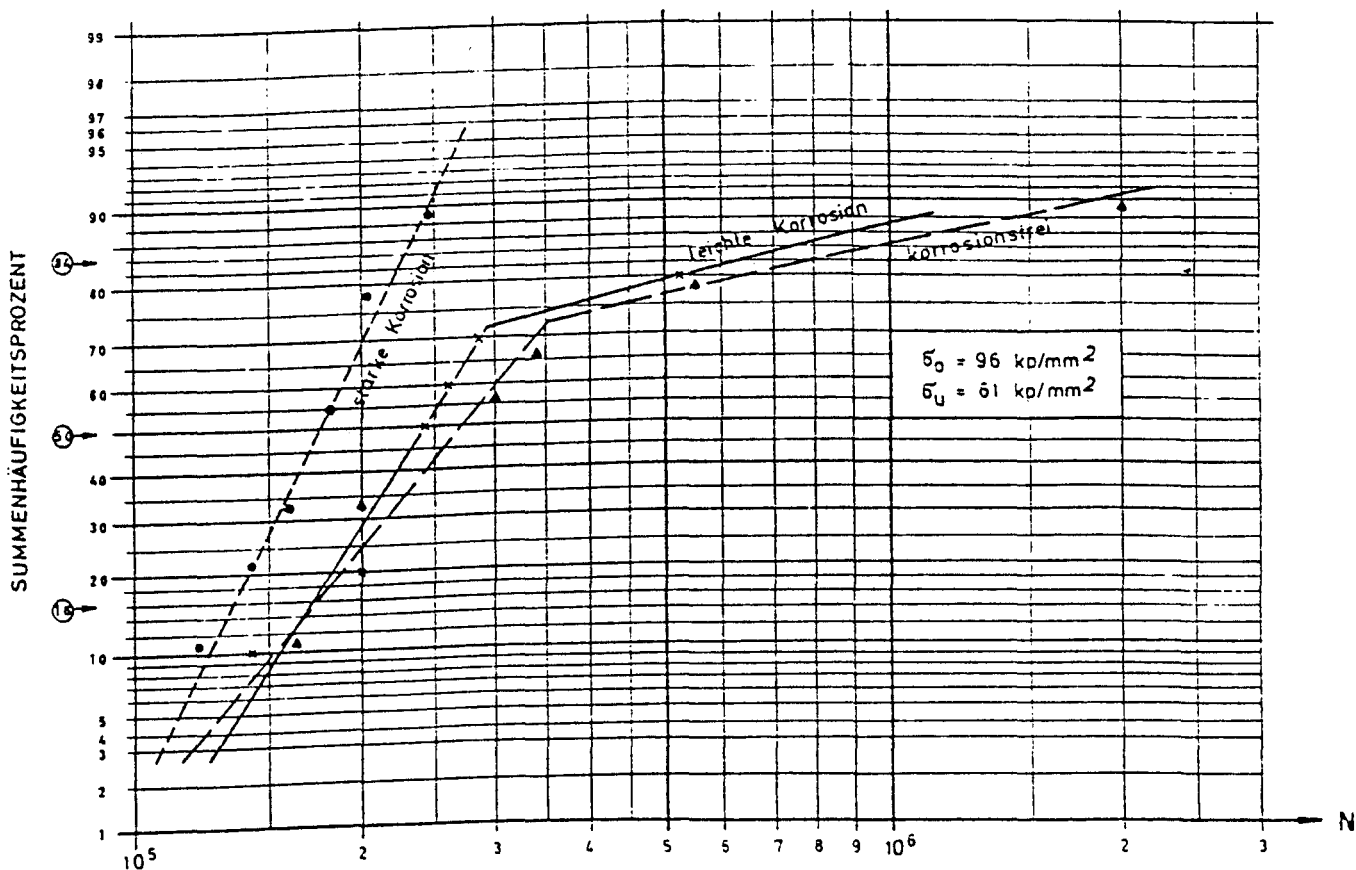
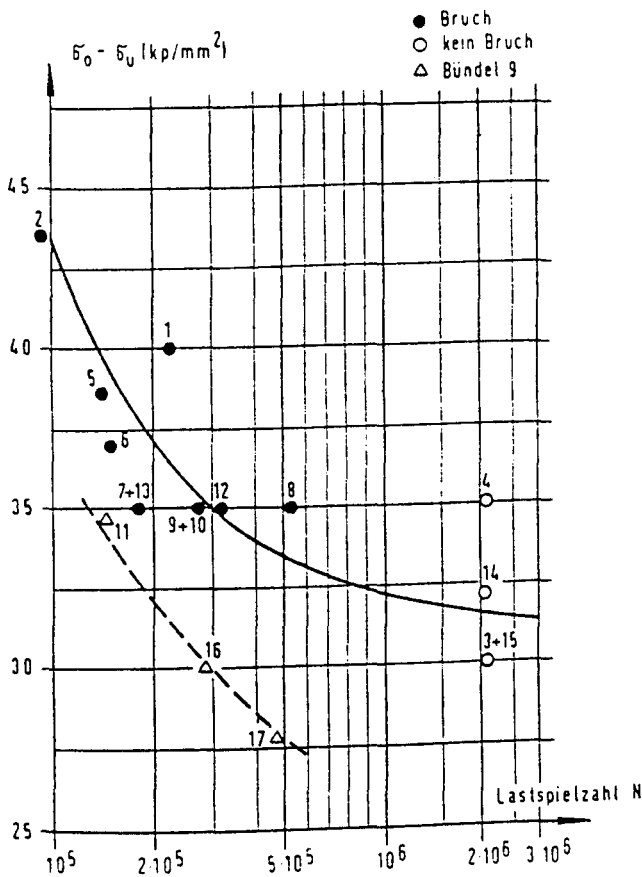


Bild 19: Einfluß des Korrosionsgrades auf die Ergebnisse der Dauerschwingversuche an ausgebauten Spanndrähten

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Zur Beschreibung der verwendeten Spanndrahtsorte sowie zur Kennzeichnung der festgestellten Korrosionsarten wurden von charakteristischen Drahtabschnitten metallografische Schliffe angefertigt.

Das Gefüge des Drahtkernes entsprach einem feinkörnigen Anlaßgefüge, das für vergütete Spanndrähte charakteristisch ist. Alle Schliffe zeigten stellenweise randentkohlte Zonen, die bis zu 0,5 mm tief waren. In einem Fall wurde ein kleiner Längsriß festgestellt, der stellenweise mit Oxiden gefüllt war.

Besonderheiten wurden an den zehn untersuchten Schliffen nicht festgestellt.

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Die chemische Analyse von einzelnen Spanndrähten verschiedener Spannglieder eines Spannbetonbalkens ergab folgende chemische Zusammensetzung:

Spannglied Nr.	Chemische Zusammensetzung in Masse-%				
	C	Si	Mn	P	S
1	0,71	0,64	1,18	0,029	0,018
5	0,70	0,60	1,18	0,039	0,018
9	0,71	0,67	1,17	0,032	0,018

Es handelte sich um einen Mn-Si-legierten Spannstahl der zum Bauzeitpunkt üblichen Zusammensetzung.

4.5.7. Korrosionsversuche

An 10 augenscheinlich korrosionsfreien Spanndrähten wurden Korrosionsversuche in verschiedenen Prüflösungen durchgeführt. Die Proben standen während der Korrosionsversuche unter einer konstanten Zugspannung von $96 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 941 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} \approx 0,6 R_{mN}$

4.5.7.1. Zur Simulation der Einwirkung von chloridhaltigem Beton bzw. chloridhaltigem Einpreßmörtel auf den Spannstahl wurden folgende Prüflösungen (geordnet nach steigendem pH-Wert) verwendet:

- a) gesättigte Calciumhydroxid-Lösung mit 1 % Natriumchlorid,
- b) Zementsuspension mit 1 % Natriumchlorid,
- c) 0,5 N Natronlauge mit 1 % Natriumchlorid.

4.5.7.2. Zur Erzeugung eines wasserstoffinduzierten Sprödbruches der Spanndrähte wurden folgende Prüflösungen (geordnet nach steigendem pH-Wert) verwendet:

- a) destilliertes Wasser,
- b) 1 N Natriumthiosulfat-Lösung,
- c) 1 N Calciumsulfid-Lösung,
- d) 1 N Natriumsulfid-Lösung.

Waren die Proben nach einer Standzeit von 1.385 h (in einem Fall nach 980 h) nicht gebrochen, wurden sie ausgebaut und in einem Zugversuch geprüft. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle XV zusammengestellt.

Tabelle XV: Ergebnis der Korrosions-Dauerstandversuche

Draht Bez.	Prüflösung	Standzeit h	Bruch		Aussehen der Drahtober- fläche	Ergebnis Zugversuch			Bruchstelle
			ja	nein		σ_z kp/mm ²	δ_{10} %	δ_g %	
7/2	1 % Natriumchlorid in gesättigter Calciumhydroxid-Lösung	1385		x	beginnender Lochfraß	170,4	4,2	2,1	kleine Narben
6/6	1 % Natriumchlorid in gesättigter Calciumhydroxid-Lösung	1385		x	1 Lochfraßnarbe von 0,38 mm Tiefe	160,5	1,4	0,0	an der Narbe
3/8	1 % Natriumchlorid in Zementsuspension	1385		x	Korrosion mit 1 Narbe	164,9	1,0	0,0	Narbe
5/11	1 % Natriumchlorid mit 0,5 n Natronlauge	1385		x	schwache Korrosion	167,8	6,4	2,9	schwache Korrosion
1/11	1 % Natriumchlorid mit 0,5 n Natronlauge	980		x	schwache Korrosion	164,3	5,0	2,3	schwache Korrosion
6/8	destilliertes Wasser	1385		x	~50 % korrodiert	167,3	6,8	3,6	leicht korrodiert
6/5	1 n -Natriumthiosulfat	317	x		Sprödbruch	-	-	-	-
9/6	1 n -Natriumthiosulfat	655	x		Sprödbruch	-	-	-	-
2/11	1 n -Calciumsulfid	1385		x	weißer Belag keine Korrosion	169,8	7,6	3,2	blank
1/9	1 n -Natriumsulfid	1385		x	bläulicher Belag	167,0	6,0	2,8	blank

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

An einem der Längsträger (Hauptträger) aus Feld 8 (Bild 9) wurden Biegeversuche vorgenommen, um die Biegeißlast und die vorhandene Spannkraft der Spannglieder zu ermitteln.

Der Träger war mit 8 Spanngliedern nach dem System FREYSSINET-WAYSS und FREYTAG vorgespannt. Jedes Spannglied bestand aus 12 Spanndrähten St 1.420/1.620 (St 145/165) - \varnothing 5,2 mm - rund, glatt. Die zulässige Vorspannkraft eines Spanngliedes in der Feldmitte wurde mit $24,8 \text{ Mp} = 243 \text{ kN}$ in der statischen Berechnung angegeben.

Im Versuch wurde ein überraschend großer Abfall der Vorspannung im Vergleich zu den Rechenwerten festgestellt. Während die Differenz zwischen der planmäßigen Anfangsvorspannung und der verbliebenen Vorspannung etwa 34 % betrug, belief sich der rechnerische Verlust infolge Kriechen und Schwinden nur auf etwa 19 %, wobei mittlere Konsistenz des Frischbetons (Konsistenzbereich K2) angenommen wurde.

Nach Aussage der Berichtsaufsteller ist ein Teil des Vorspannungsverlustes wahrscheinlich auf eine Relaxation des Spannstahles zurückzuführen. Die planmäßige, anfängliche Stahlspannung in der Feldmitte betrug $0,61 R_m$. Für diese Anfangsspannung sind nach den gültigen Zulassungsbescheiden der vergüteten Spannstahlsorte St 1.420/1.570 Spannungsverluste von etwa 2,8 % für eine Zeitspanne von 500.000 h (entspricht rund 57 Jahre) nach dem Vorspannen zu berücksichtigen.

Die Frage nach den Ursachen und deren Anteile an dem festgestellten Vorspannungsverlust konnte nicht definitiv beantwortet werden, da die Umstände beim Herstellen des Spannbetonträgers bei der Auswertung der Meßergebnisse nicht ausreichend bekannt waren.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Der entnommene vergütete Spannstahl St 145/165 (St 1.420/1.620) zeigte nach 20jährigem Einbauzustand im Zugversuch bedingungs-gemäße mechanisch-technologische Kennwerte dieser Festigkeits-klasse, sofern Proben ohne und mit "leichter" Oberflächen-korrosion aus völlig verpreßten bzw. aus nicht vollständig verpreßten aber trockenen Hüllrohrbereichen geprüft wurden. Erst ein "starker" Korrosionsgrad (Proben aus durchgerosteten Hüllrohren mit Cl-Zutritt) führte zu einer Abnahme der Ver-formungsfähigkeit des Spannstahls, die sich in einer Verringe-rung der Gleichmaßdehnung um etwa 10 % gegenüber einem korro-sionsfreien Spanndraht ausdrückte. Auch die Zugfestigkeit wurde durch Korrosionsnarben herabgesetzt. Bei einer Narben-tiefe von 0,2 mm wurden 96,5 % der Zugfestigkeit korrosions-freier Drähte erreicht, während die Gleichmaßdehnung auf Null und die Bruchdehnung auf 33 % des Wertes unbeschädigter Spann-stähle abfielen.

Die Biegezahlen der Proben mit "starkem" Korrosionsgrad (Narbentiefen 0,2 mm) wurden bis zu 50 % gegenüber denen der korrosionsfreien Proben herabgesetzt, womit die bereits im Zugversuch erhaltene Aussage der Verringerung der Ver-formungsfähigkeit des Spannstahls bestätigt wurde.

Die Dauerschwingprüfungen mit der Schwingbreite des Zulassungs-bescheides erbrachten für den Spannstahl mit "leichter" Korrosion einen geringen und mit "starker" Korrosion einen deutlichen Abfall der Bruchlastspielzahlen gegenüber denen des korrosionsfreien Spannstahls, was sich in der Bruchhäufig-keit bei einer bestimmten Lastspielzahl ausdrückte. So betrug die Bruchhäufigkeit des korrosionsfreien Spannstahls bei der Lastspielzahl $N = 2,5 \times 10^5$ 42 %, während der Spannstahl mit "leichter" Korrosion eine Bruchhäufigkeit von 55 % und mit "starker" Korrosion von 91 % zeigte. Die an korrosionsfreiem Spanndraht ermittelte Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit war um 8 bis 28 % gegenüber dem Zulassungswert verringert.

Im Vergleich zu den Werten der Baustatik war ein großer Vorspannungsverlust aufgetreten. Während für das Schwinden und Kriechen des Betons ein Spannungsverlust von 19 % angesetzt worden war, betrug der reale Vorspannungsverlust rund 34 %. Die verbliebene Differenz von 15 % konnte nur zu einem Teil mit der Spannungsrelaxation des Spannstahls erklärt werden, da bei der heutigen vergüteten Spannstahlsorte ST 1.420/1.570 für eine Zeitspanne von rund 57 Jahren dieser Spannungsverlust nur etwa 2,8 % beträgt.

Brückenbauwerk Nr. 4

Pfinzbrücke bei Wilferdingen im Zuge der B 10

Unterlagen

1. F. Müller/K. Schnitzke:

Baustoffuntersuchungen beim Abbruch der Pfinzbrücke bei
Wilferdingen im Zuge der B 10
Untersuchungsbericht Nr. 12.137 vom 25.01.1974-Schni/Sch;
Institut für Beton und Stahlbeton der Universität Karlsruhe (TH)

2. F. Müller/K. Schnitzke:

Pfinzbrücke bei Wilferdingen (Ergänzende Stellungnahme)
Untersuchungsbericht Nr. 12.137/1 vom 13.02.1975;
Institut für Beton und Stahlbeton der Universität Karlsruhe (TH)

3. Baustoffuntersuchungen beim Abbruch der Pfinzbrücke bei

Wilferdingen im Zuge der B 10 (Brücke Nr. 7017-583)

Bericht vom 23.09.1975 (VI 9767-10 Allg./29);
Ministerium für Wirtschaft, Mittelstand und Verkehr,
Baden-Württemberg

4. D.E. Lebek:

Untersuchungen beim Abbruch der Pfinzbrücke bei Wilferdingen
im Zuge der B 10 (Brücke Nr. 7017-583)
Vermerk vom 03.11.1975; Bundesanstalt für Straßenwesen, Köln

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Die Pfinzbrücke wurde im Jahre 1951 erbaut.

2. Bauwerksgeschichte

Bei der Pfinzbrücke handelte es sich um eine der ersten Spannbetonbrücken mit konzentrierten Spanngliedern (Verfahren BAUR-LEONHARDT), die in Baden-Württemberg erstellt worden waren. Die Brücke wurde im Jahre 1951 ohne Abdichtung erbaut und hatte nur einen bituminösen Fahrbelag. Es sickerte Feuchtigkeit durch und infolge der Verwendung von Streusalz kam es unter dem Fahrbelag zu einer hohen Cl-Konzentration. Im Jahre 1969 wurden an dem Brückenbauwerk bei Belagsarbeiten schwere Tausalzschäden an der Fahrbahnplatte festgestellt. Die Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgern war zum Teil stark zermürbt und wies in den Fahrspuren große flächenhafte Löcher auf. Durch das Fehlen eines Gefälles auf der Fahrbahnplatte wurde die langfristig schädliche Wirkung des salzhaltigen Schmelzwassers offenbar noch gefördert. Ein hoher Chloridgehalt im Beton der Fahrbahnplatte war die Folgeerscheinung.

Die Brücke wurde 1970 behelfsmäßig ausgebessert, ohne daß der gesamte mit Chlorid durchsetzte Beton entfernt werden konnte. Es war deshalb unumgänglich, den Brückenüberbau gelegentlich zu erneuern.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

1973. Die Nutzungsdauer betrug ca. 22 Jahre.

3.2. Grund des Abbruchs

Da der Beton der Fahrbahnplatte einen hohen Chloridgehalt infolge Streusalzeinwirkung aufwies, wurde bei einer notwendigen Verbreiterung der Fahrbahn an einem Brückenende der Überbau vollständig erneuert.

3.3. Art des Abbruchs

Keine Angaben

3.4. Probennahme

Keine Angaben

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Keine Angaben

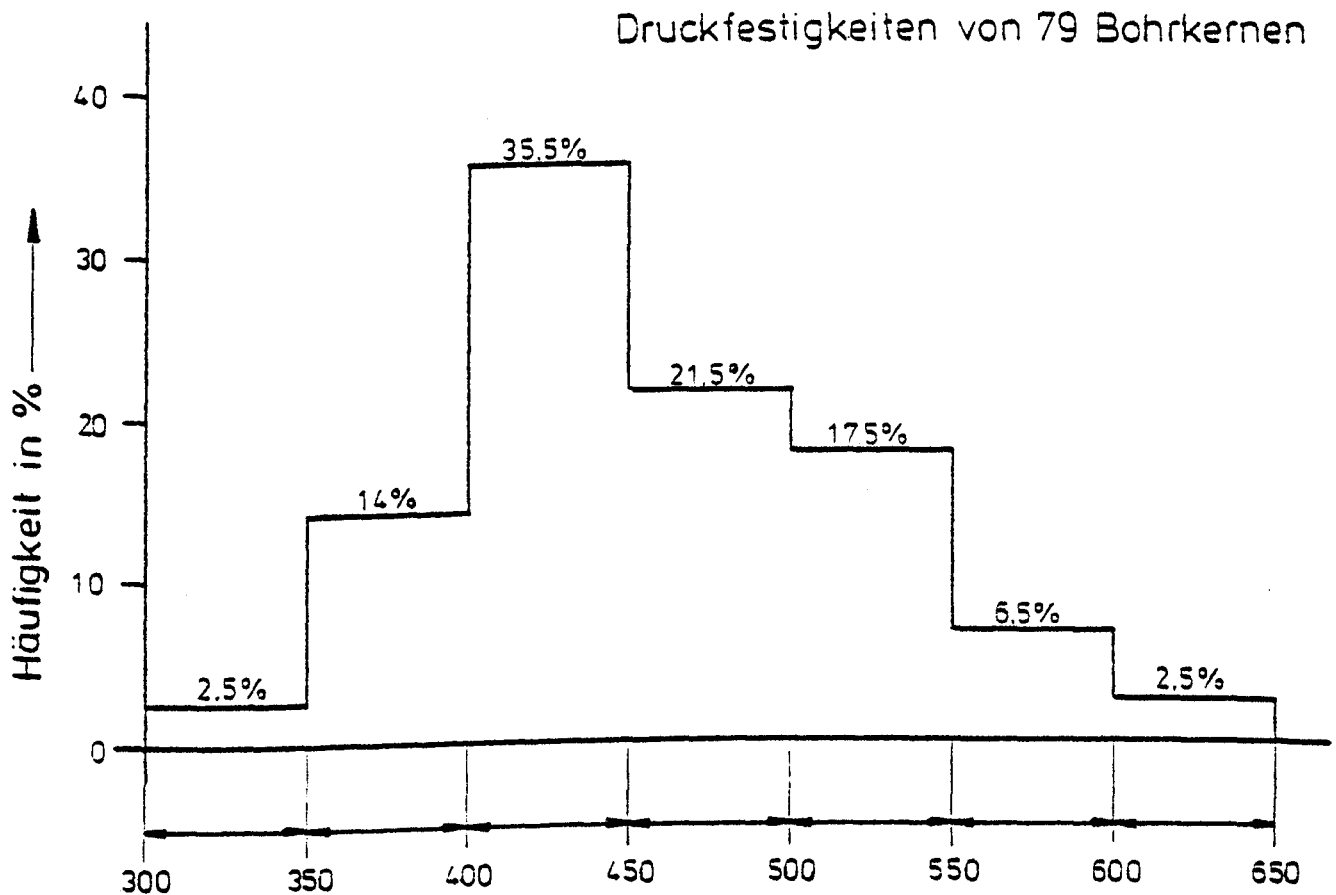
4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Die Verteilung der Betondruckfestigkeiten von 79 Bohrkernen, bezogen auf einen Würfel von 200 mm Kantenlänge, ist in Bild 21 dargestellt.



Druckfestigkeit bezogen auf einen Würfel von 20 cm
Kantenlänge in $\text{kp} \cdot \text{cm}^{-2}$

Bild 21: Häufigkeitsverteilung der Druckfestigkeit im
Brückenbauwerk

Die Auswertung der ermittelten Betondruckfestigkeiten führte zu folgenden Aussagen:

1. die maximale Druckfestigkeit entsprach ca. der 1,9fachen minimalen Druckfestigkeit;
2. eine eindeutige Zuordnung der Druckfestigkeitswerte zu einer bestimmten Lage oder zu einem bestimmten Bauteil im Brückenbauwerk war nicht möglich,
3. ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Rohdichte und der Druckfestigkeit war nicht erkennbar.

4.2.3. Betonporosität

Der Konstruktionsbeton außerhalb der Fahrbahnplatte zeigte ein dichtes Gefüge.

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Die Karbonatisierungstiefe wurde zu ca. 1 mm bestimmt und erreichte damit bei keinem Bohrkern die Bewehrung.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Die Chloridgehalte wurden an den Bohrkernen Nr. 2 und Nr. 5 (siehe Bild 20) ermittelt, die Ergebnisse sind in Bild 22 dargestellt.

Bohrtiefe ab Fahrbahnplatte OK in mm	Masse-% Chlorid im Zement des Betons	
	Bohrkern 2	Bohrkern 5
10	14 0,176	14
20	24	44 0,054
30	38	49
40	0,024	69 0,061
50	68	73
60	72	0,061
70	92	93
80		
90		

Bild 22: Chloridgehalte (Mittelwerte) im Brückenbauwerk

Danach lag der Chloridgehalt an den Bohrkernentnahmestellen unterhalb des nach DIN 4227 (Dez. 1979) zulässigen Grenzwertes von 0,2 Masse-% Chlorid bezogen auf den Zementgehalt des Betons.

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre (Gleitkanäle)

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Keine Angaben

4.4.2. Lage der Spanndrahtlitzen in den Hüllrohren

Keine Angaben

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Der Füllungsgrad eines Spannkanaals mit Einpreßmörtel konnte nur in der Feldmitte und hier auch nur in den Randbereichen überprüft werden; in diesen Bereichen war die Verfüllung gut. Der innere Bereich des konzentrierten Litzenspanngliedes dagegen konnte nicht sorgfältig kontrolliert werden, da die beim Durchtrennen der Litzen auftretenden Rückstellkräfte den Verbund zwischen Litze und Einpreßmörtel zerstörten. Ein Auffinden evtl. Fehlstellen war damit ausgeschlossen.

4.5. Untersuchung der Spanndrahtlitzen

4.5.1. Oberflächenzustand

An allen entnommenen Litzen wurde eine geringe Oberflächenkorrosion festgestellt; der Rostansatz ließ sich jedoch mit einem Lappen leicht abwischen. Es wurde angenommen, daß die Oberflächenkorrosion bereits in der Zeit zwischen dem Einbau der Litzen und dem Auspressen der Spannkanaäle eintrat.

Die Oberflächen der hinter den Spannblöcken entnommenen Litzenabschnitte zeigten einen stärkeren Oberflächenkorrosionsgrad mit einzelnen Korrosionsnarben. In

diesen Bereichen waren die Litzen nicht von Einpreßmörtel sondern von Schutzbeton umgeben. Für diese Korrosionsschädigung wurden drei mögliche Gründe genannt:

1. Die Oberflächenkorrosion der Litzen war schon vor dem Auspressen der Spannkanäle vorhanden.
2. Das Eindringen chloridhaltigen Wassers in die zwischen Spannblock und Schutzbeton vorhandenen Risse führte zur Korrosion.
3. Für den Schutzbeton wurde Zuschlag mit der Körnung 0 - 30 mm verwendet. Dieser Beton war im Gegensatz zu einem Einpreßmörtel möglicherweise wenig geeignet, die Hohlräume zwischen den Spanndrahtlitzen, die um den Spannblock zweilagig herumgeführt wurden, vollständig zu füllen. Die Folge könnten Einschlüsse von feuchter Luft gewesen sein, die zur Oberflächenkorrosion führten. Für diese Vermutung sprach, daß die Spanndrahtlitzen der äußeren Lage, die vom Schutzbeton direkt umgeben waren, bessere Oberflächen aufwiesen als die Litzen der inneren, direkt am Spannblock anliegenden Lage.

4.5.2. Zugversuche

Nur eine von dreizehn Proben versagte gemäß Tabelle XVI bei den Zugversuchen an ausgebauten Litzenabschnitten mit leichter Oberflächenkorrosion vor dem Erreichen der Nennzugfestigkeit $R_m = 180 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.770 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$. Der Zugversuch ist jedoch kein spezifischer Versuch zum Nachweis etwaiger Korrosionsschädigungen des Spannstahls.

	Stab Nr.	Querschnitt $S_0 [\text{mm}^2]$	Höchst- ⁺⁾ Zugkraft $F_m [\text{kp}]$	Zugfestigkeit ⁺⁾ $R_m [\text{kp} \cdot \text{mm}^{-2}]$
Äußerer Träger	3	34,34	6.060	176,5
	6		6.510	189,6
	7		6.470	188,4
	9		6.500	189,3
	10		6.550	190,7
	11		6.510	189,6
	12		6.520	189,9
	13		6.550	190,7
	14		6.440	187,5
	15		6.520	189,9
Innerer Träger	7/1	34,34	6.500	189,3
	8/1		6.440	187,5
	9/1		6.400	186,4

⁺⁾ Alle Zugproben versagten an den oberen oder unteren Klemmböcken

Tabelle XVI: Ergebnisse der Zugversuche an ausgebauten Spannstahllitzen-Abschnitten mit leichter Oberflächenkorrosion

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche
Keine Angaben

4.5.4. Dauerschwingversuche
Keine Angaben

4.5.5. Metallografische Untersuchungen
Keine Angaben

4.5.6. Chemische Analyse
Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche
Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spanndrahtlitzen

Anhand der Ergebnisse von Rückdehnungsmessungen an freigelegten Spanndrahtlitzen sind die vorhandenen Vorspannkkräfte errechnet worden:

Vorspannkraft einzelner Spanndrahtlitzen des äußeren Trägers							
Stab Nr.	4	6	7	9	10	11	14
Vorspannkraft in Mp	2,34	2,46	2,08	1,92	1,35	1,77	0,86

Vorspannkraft einzelner Spanndrahtlitzen des inneren Trägers			
Stab Nr.	7	8	9
Vorspannkraft in Mp	1,32	0,21	1,37

Die ermittelten Vorspannkkräfte streuten sehr stark.
Das Verhältnis der maximalen Restvorspannkraft einer Litze von

$$F_{\text{vorh.}} = 2,46 \text{ Mp}$$

zur zulässigen Vorspannkraft einer Litze St 160/180

$$F_{\text{zul}} = 0,55 R_{\text{mN}} \cdot S_0 = 3,4 \text{ Mp}$$

wies auf einen Spannkraftverlust von mindestens 28 % hin.
Weitere Aussagen konnten nicht gemacht werden, da die Spannkkräfte der Litzen nach dem Vorspannen des Brückenbauwerkes unbekannt waren und somit auch nicht die große Streuung der ermittelten Restvorspannkkräfte erklärt werden konnten.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Die 7dräht. Spanndrahtlitzen der Festigkeitsklasse St 160/180 (St 1.570/1.770) aus dem 22jährigen Bauwerk wiesen eine leichte Oberflächenkorrosion auf, wobei sich der Rostansatz mit einem Lappen jedoch leicht abwischen ließ. Die Zugproben mit dieser Oberflächenbeschaffenheit aus einwandfrei verpreßten Hüllrohren erreichten mit einer Ausnahme die Nennzugfestigkeit der Litze.

Die Vorspannungsverluste der untersuchten Spanndrahtlitzen streuten zwischen 28 und 94 %. Angaben über die Ursachen für diese hohen Vorspannungsverluste gekoppelt mit der großen Streubreite fehlten.

Brückenbauwerk Nr. 5

Nordkanalbrücke Neuß

Unterlagen

1. Erfahrungen mit DYWIDAG-Spannbeton
Untersuchungsergebnisse an abgebrochenen Brücken, die
Jahrzehnte unter Verkehr standen
Dyckerhoff & Widmann KG, München, Bericht Nr. 4 (April 1970)
2. Spannstahl-, Verankerungs-, Injizierleim- und Betonunter-
suchungen an der 1952 gebauten und 1969 abgebrochenen
Nordkanalbrücke Neuß
Dyckerhoff & Widmann KG, München,
Prüfzeugnis Nr. LA 88 vom 4. März 1970

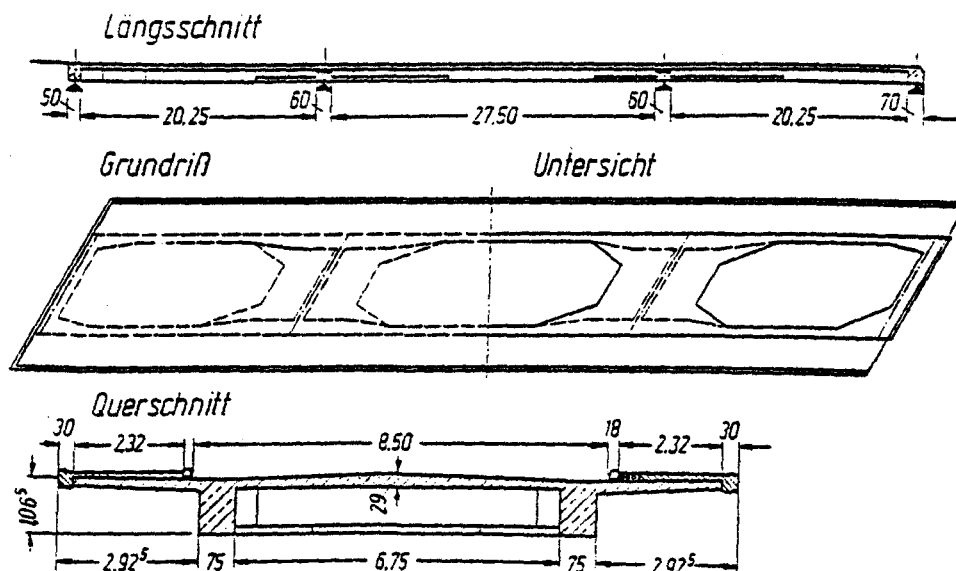
Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr
1952

1.2. Bauwerkskonstruktion

Ein 60° schiefer, über drei Felder verlaufender zwei-
stegiger Plattenbalken. Die Abmessungen sind Bild 23
zu entnehmen.



1.3. Spannbewehrung

Der Plattenbalken war in Längs- und Querrichtung vorgespannt.

1.4. Aufbau der Spannglieder

Es wurde das DYWIDAG-Spannverfahren angewendet. Die Spannglieder bestanden aus einem Einzelstabstahl von $\varnothing 26$ mm im Hüllrohr. Zur Einleitung der Vorspannkkräfte waren die Enden der Stabstähle mit aufgerolltem Gewinde M 27 x 3 versehen. Die Verankerung selbst bestand aus einer viereckigen Ankerplatte, in die eine Bundmutter eingriff (Bild 24).

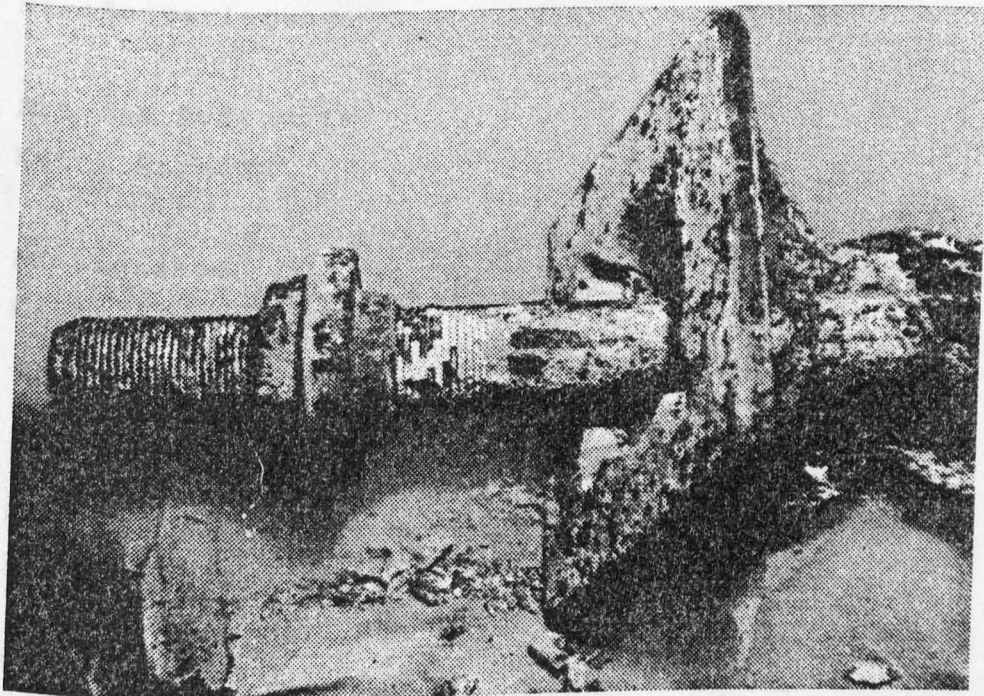


Bild 24: Verankerung mit Ankerplatte und Bundmutter

1.5. Spannstahtsorte

Für die Spannglieder wurde naturharter Spannstaht St 60/90 (St 590/885) - $\varnothing 26$ mm - rund, glatt - mit Gewindeenden verwendet.

1.6. Hüllrohr

Glattes, längsgefalztes Blechrohr mit einer Nennweite von 31 mm.

1.7. Konstruktionsbeton

Für den Überbau war ein Beton der Festigkeitsklasse B45 gefordert.

2. Bauwerksgeschichte

Das Bauwerk zeigte während der Nutzung keinerlei Mängel.
Weitere Angaben fehlen.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

1969. Die Nutzungsdauer betrug 17 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Straßenverlegung

3.3. Art des Abbruches

Keine Angaben

3.4. Probennahme

Keine Angaben

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Keine Angaben

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Aus der Fahrbahnplatte wurden 5 Würfel 10 x 10 x 10 cm
herausgesägt und daran die Druckfestigkeit bestimmt.

Es wurden folgende Werte ermittelt:

Druckfestigkeit	
Würfel 1	682 kp/cm ²
Würfel 2	563 "
Würfel 3	562 "
Würfel 4	618 "
Würfel 5	600 "
i.M. 605 kp/cm ²	

Die Betondruckfestigkeit betrug nach 17 Jahren ca. 60 N·mm⁻², während für den Überbau nach 28 Tagen ein B45 gefordert war. Es hatte offenbar eine erhebliche Nacherhärtung stattgefunden.

4.2.3. Betonporosität

Keine Angaben

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Die an Betonstücken der Fahrbahnplatte bestimmte Karbonatisierungstiefe lag bei 2 bis 3 mm und erreichte an keiner Stelle die schlaaffe oder die vorgespannte Bewehrung.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

Der Chloridgehalt lag mit 0,05 Masse-% Cl, bezogen auf den Zementgehalt weit unter dem für Einpreßmörtel

zulässig geltenden Grenzwert von 0,2 Masse-%. Dieser Chloridgehalt stammte aus den in Zement und Anmachwasser enthaltenen unvermeidbaren Chloridspuren.

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

Insgesamt wurden je 4 rund 1,80 lange Spannstäbe der Längs- und Querbewehrung einschließlich Hüllrohr und Verankerung untersucht.

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Die Innenseiten der Hüllrohre waren blank und ohne Korrosionsansatz. Die Außenseiten zeigten einen leichten Rostüberzug. Eine genaue Beurteilung konnte nicht abgegeben werden, da eine Korrosion vor dem Einbau und nach dem Ausbau der Hüllrohrabschnitte nicht auszuschließen war.

4.4.2. Lage der Einzelstabstähle in den Hüllrohren

Keine Angaben

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Die meisten der geöffneten Hüllrohre waren nicht vollständig ausgepreßt. Bei den Fehlstellen handelte es sich um geringe Absetzerscheinungen im Scheitelbereich der Hüllrohre; die einzelnen Stabstähle waren jedoch mit Einpreßmörtel ausreichend umhüllt. Als Ursache der Absetzerscheinungen wurde die Verwendung eines zum "Bluten" neigenden Zements oder eine etwas zu hohe Wasserzugabe (der Wasserzementwert betrug 0,55 bis 0,6) vermutet.

4.5. Untersuchung des Spannstahles

4.5.1. Oberflächenzustand

Alle Stabstähle wurden nach dem Entfernen des Hüllrohres und des Einpreßmörtels in einem einwandfreien Oberflächenzustand vorgefunden.

4.5.2. Zugversuche

Nach Angaben des Spannstahlherstellers galten für den im Brückenbau verwendeten naturharten Spannstahl St 60/90 - Ø 26 mm folgende mechanisch-technologischen Nenn-Kennwerte:

Elastizitätsmodul $E = 2,05 \cdot 10^4 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 2,01 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$
 0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2} = 60 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 588 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$
 Zugfestigkeit $R_m = 90 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 883 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$
 Bruchdehnung $A_{10} = 8 \%$

Wie aus der Häufigkeitsverteilung damals geprüfter Spannstahlproben hervorgeht, lag der Mittelwert für die Zugfestigkeit bei rund $110 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.080 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ und der für die Bruchdehnung bei 10,5 %.

Die mechanisch-technologischen Kennwerte wurden an zwei Spannstahlproben der Längs- und Querbewehrung unmittelbar nach dem Entfernen des Hüllrohres und des Einpreßmörtels ermittelt. Außerdem wurde je eine Probe der Längs- und Querbewehrung vor dem Zugversuch kaltverformt. Diese Spannstäbe wurden dabei zweimal mit einem Radius von 4 m hin- und hergebogen. Nach dem Richten wurden dann die mechanisch-technologischen Kennwerte in Zugversuchen bestimmt.

Tabelle XVII: Mechanisch-technologische Kennwerte der Spannbewehrung Ø 26 mm, der abgebrochenen Brücke Neuß

Proben	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Bruchdehnung		Bruchein- schnürung	
	β_s bzw. $\beta_{0,2}$ kp/mm ²	β_z kp/mm ²	%			
			δ_5	δ_{10}	ψ %	
Längsbewehrung	Probe 1	60,3	105,7	14,7	11,5	33
	Probe 2	60,3	105,2	16,0	12,3	34
	Probe 3*)	60,9	108,2	13,5	10,3	25
Querbewehrung	Probe 1	60,3	107,0	12,1	10,4	23
	Probe 2	60,3	106,4	12,7	—	24
	Probe 3*)	64,5	111,5	11,4	10,0	24

*) Stahl wurde vor der Prüfung zweimal mit einem Radius $r = 4 \text{ m}$ gebogen.

Die Ergebnisse sind aus Tabelle XVII für die Längs- und Querbewehrung ersichtlich. Sowohl die gebogenen als auch die ungebogenen Spannstähle erreichten bzw. überschritten die Nennwerte der mechanisch-technologischen Kennwerte.

4.5.3. Faltversuche

Keine Angaben

4.5.4. Dauerschwingversuche

Keine Angaben

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Einzelstabstähle (Spannglieder)

Keine Angaben

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Der naturharte Spannstahl St 60/90 (St 590/885) wurde dem Bauwerk nach einem 18jährigen Einbauzustand mit einer einwandfreien Oberfläche entnommen, die ohne jeden Korrosionsansatz war. Die Proben entstammten aus vollständig verpreßten Hüllrohren. Die im Zugversuch ermittelten mechanisch-technologischen Kennwerte überschritten sowohl an geraden als auch an gebogenen Proben die Nennwerte dieser Spannstahlsorte.

Brückenbauwerk Nr. 6

Illerbrücke bei Illertissen im Zuge der Staatsstraße 2018

Unterlagen

1. H. Kupfer/H. Kirmair/H.H. Müller:

Bericht über Untersuchungen am 22 Jahre alten Spannbeton-
Überbau der Illerbrücke bei Illertissen

Teil I: Untersuchungen im Hinblick auf die Konstruktion
und Materialuntersuchungen an Spannstahl und
Betonstahl

Lehrstuhl für Massivbau im Institut für Bauingenieurwesen III
der Technischen Universität München (Ber.-Nr. 1485/Ki/K-
Dez. 1976)

2. R. Springenschmidt/A. Volkwein:

Bericht über Untersuchungen am 22 Jahre alten Spannbeton-
Überbau der Illerbrücke bei Illertissen

Teil II: Untersuchungen an Beton und Einpreßmörtel

Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung im Institut
für Bauingenieurwesen II der Technischen Universität
München (Dez. 1976)

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Die Illerbrücke im Zuge der Staatsstraße 2018 bei Illertissen
wurde in den Jahren 1952/53 erbaut.

1.2. Bauwerkskonstruktion

Der Brückenüberbau (Bild 25) war als dreistegiger Platten-
balken ausgebildet. Der Achsabstand der Hauptträger betrug
3,65 m. Bei einer Fahrbahnbreite von 7,0 m und einer Breite
der beiderseitigen Gehwegkappen von jeweils 1,55 m ergab sich
für die Brücke eine Gesamtbreite von 10,10 m.

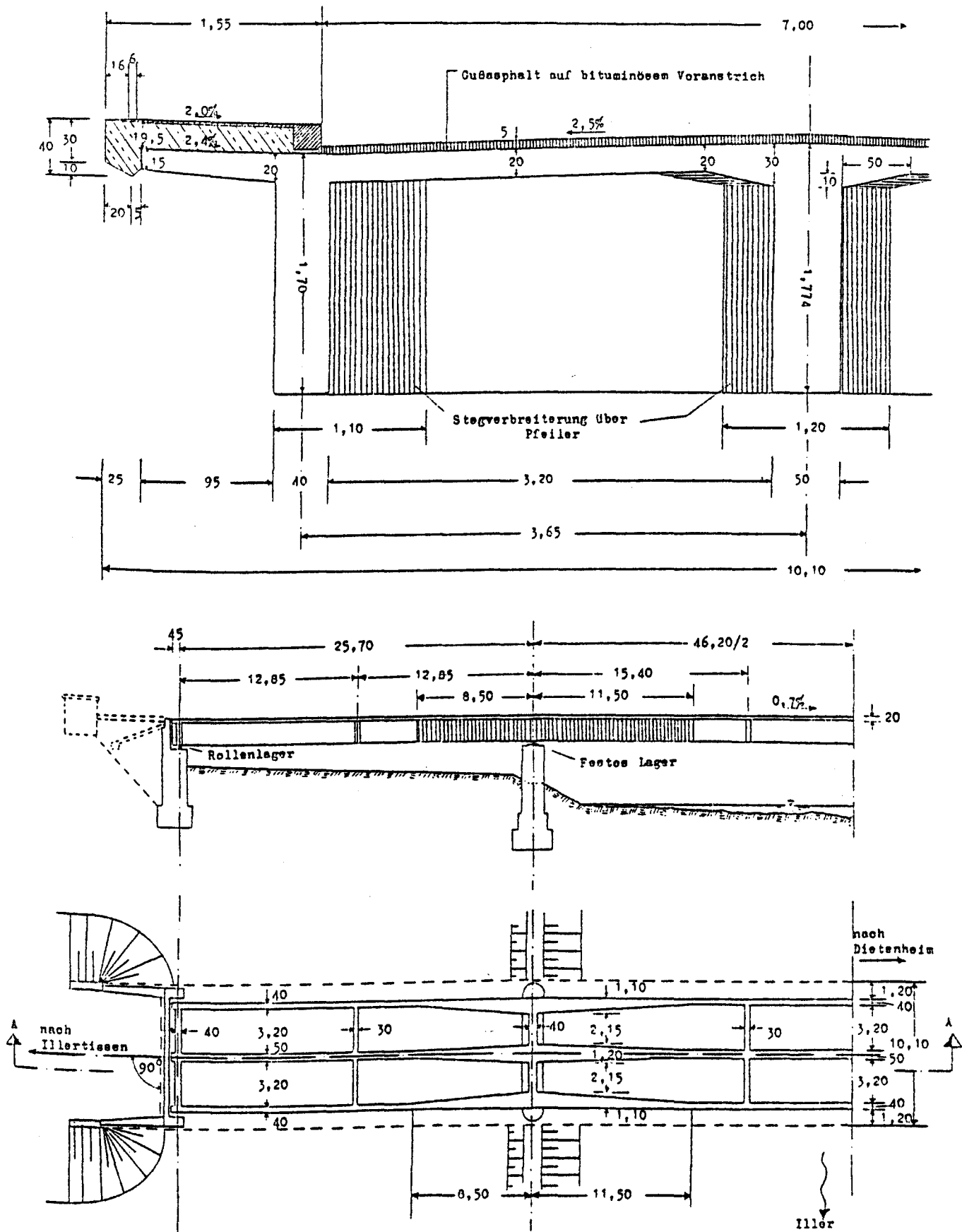


Bild 25: Brückenquerschnitt, Längsschnitt und Grundriß der Illerbrücke

Das statische System des Haupttragwerkes war ein über drei Felder durchlaufender Trägerrost mit den Stützweiten 25,70 m - 46,20 m - 25,70 m. Die Feldquerträger waren in den Endfeldern, in der Feldmitte und im Mittelfeld in den Drittelpunkten angeordnet.

1.3. Spannbewehrung

Das Bauwerk wurde als beschränkt vorgespannte Spannbetonbrücke der Brückenklasse 45 Mp (nach DIN 1072, Ausgabe März 1952) errichtet.

Die Spannbewehrung des Längsträgers und der Fahrbahnplatte ist Bild 26 zu entnehmen.

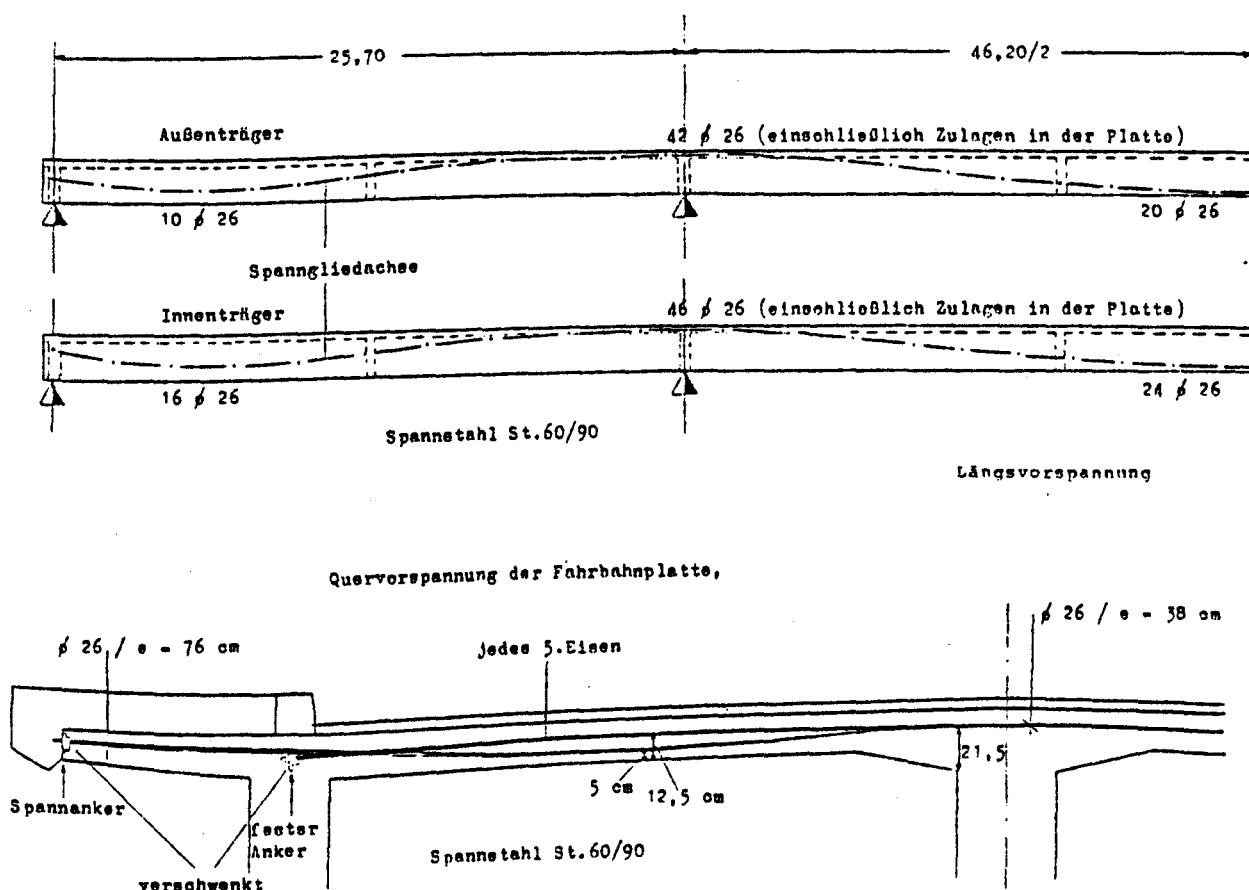


Bild 26: Längs- und Quervorspannung der Fahrbahnplatte

1.4. Aufbau der Spannglieder

Es wurde das DYWIDAG-Spannverfahren mit Spanngliedern aus Einzelstabstählen ϕ 26 mm im Hüllrohr angewendet, deren Verankerungen durch Muttern über ein auf die Stabstahlenden aufgerolltes Feingewinde M 27 x 2 erfolgte (Bild 27).

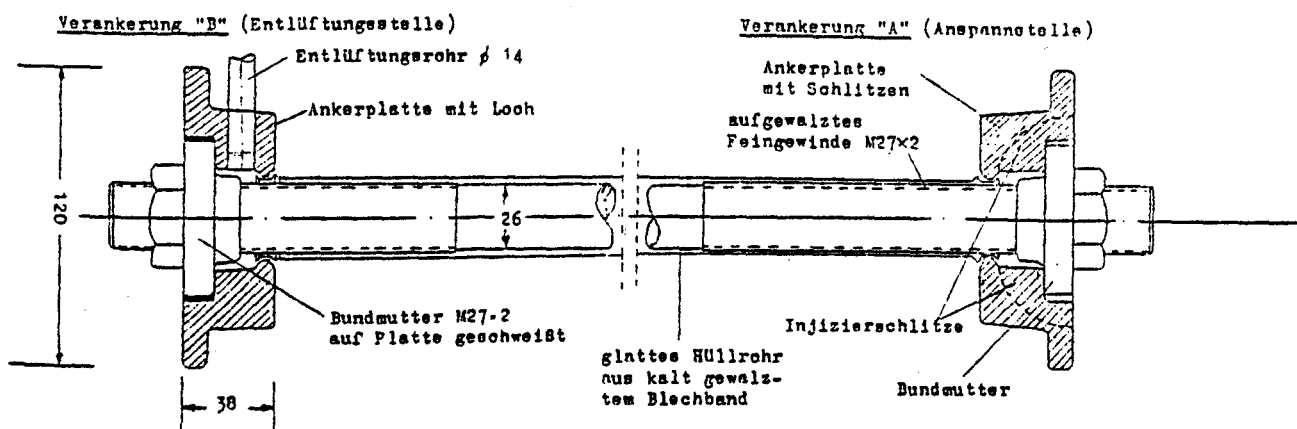


Bild 27: DYWIDAG-Verankerungen der Einzelstabstähle St 60/90 (St 590/885)-Ø 26 mm-rund, glatt

Die Stabstähle wurden bis zu einer Länge von maximal 20 m geliefert. Längere Spannglieder wurden durch die Verwendung von Muffenstößen (Bild 28) hergestellt.

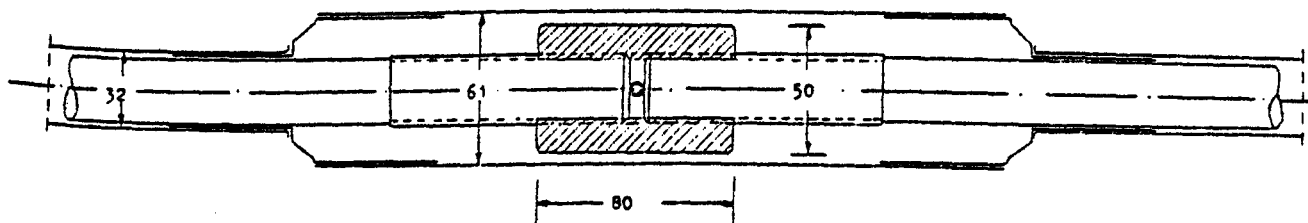


Bild 28: DYWIDAG-Muffenstoß der Einzelstabstähle St 60/90 (St 590/885)-Ø 26 mm-rund, glatt

1.5. Spannstahlsorte

Für die Spannglieder wurde naturharter Spannstahl St 60/90 (St 590/885)-Ø 26 mm - rund, glatt mit Gewindeenden M 27 x 2 verwendet.

1.6. Hüllrohr

Glattes Blechrohr aus kaltgewalztem Blechband mit einem doppelt gefalzten Längverschluss. An den Hüllrohrstößen, im Abstand von etwa 3 m, wurden die Blechrohre muffenartig ineinandergesteckt und mit einem Gummistrumpf gedichtet.

1.7. Konstruktionsbeton

Der Überbau wurde in Beton der Festigkeitsklasse B30 ausgeführt.

2. Bauwerksgeschichte

Anfang Oktober 1952 wurde mit den Schalarbeiten für den Brückenüberbau und mit dem Vorrichten der Spannbewehrung begonnen. Bis zur Fertigstellung der Brücke im März 1953 beeinträchtigten ungünstige Witterungsverhältnisse immer wieder den Baufortgang. So lag zwischen dem letzten Betoniervorgang und dem Beginn des Vorspannens die Außentemperatur um den Gefrierpunkt.

Während des Bauzustandes war am ober- und unterstromigen Hauptträger entlang von noch unverpreßten Spanngliedern das Auftreten von Längsrissen im Beton beobachtet worden. Die Längsrisse wurden wahrscheinlich durch das Gefrieren des in die Spannkanäle eingedrungenen Wassers verursacht.

Nach Fertigstellung des Brückenbauwerkes entstanden im Laufe der Jahre in den Längsträgern neben einigen vertikalen Rissen weitere Risse parallel zu den Längsspanngliedern. Die Bildung dieser Längsrisse wurde auf das Gefrieren des Wassers in den Spannkanälen zurückgeführt, die erst im Frühjahr 1953 nachträglich verpreßt worden waren. Im Laufe der Nutzungsdauer der Brücke entstanden jedoch auch entlang der Spannglieder Längsrisse, die sofort nach dem Vorspannen verpreßt worden waren. Die bei den meisten Längsrissen beobachteten Aussinterungen ließen auf einen Feuchtigkeits-transport von den Spannkanälen zur Betonaußenfläche schließen.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Der Spannbetonüberbau wurde 1975 in den Monaten März und April abgebrochen. Die Nutzungsdauer betrug etwa 22 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Im Zuge des Ausbaus der Staatsstraße 2018 mußte das Brückenbauwerk abgebrochen werden.

3.3. Art des Abbruches

Der Abbruch erfolgte in zwei Schritten. Zuerst wurden die Fahrbahnplatten durchgeschlagen und anschließend die Haupt- und Querträger des Trägerrostes mit einer 20 kN-Fallbirne zertrümmert.

3.4. Probennahme

Während der Abbrucharbeiten wurde die freigelegte Bewehrung mit einem Brennschneidgerät abgetrennt. Die Entnahme der Stahlproben gestaltete sich bei der angewendeten Abbruchmethode ziemlich schwierig. Das lag zum einen darin, daß die Bewehrung während der Abbrucharbeiten vielfach beschädigt und teilweise bis über die Streckgrenze beansprucht wurde. Zum anderen waren die lokalen Zusammenhänge, die zu einer Korrosion der Bewehrung führten, nur schwer zu rekonstruieren, da meistens der den Stahl umhüllende Einpreßmörtel nicht mitentnommen werden konnte. Die teilweise ungünstige Witterung (Schnee und Regen) führte häufig zur Unterbrechung der Abbrucharbeiten und erschwerte außerdem die Probenentnahme (Bild 29a).

Vor dem Abbruch des Brückenüberbaus wurden insgesamt 25 Spannstahlproben entnommen. 18 Proben stammten aus der Vorspannbewehrung der Hauptträger 1 und 2 (Lage der Spannglieder ist aus Bild 29b) ersichtlich), und 7 Proben aus der Vorspannbewehrung der Fahrbahnplatte, wobei 4 zur Längs- und 3 zur Quervorspannbewehrung gehörten.

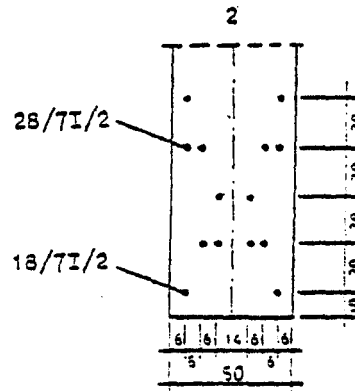
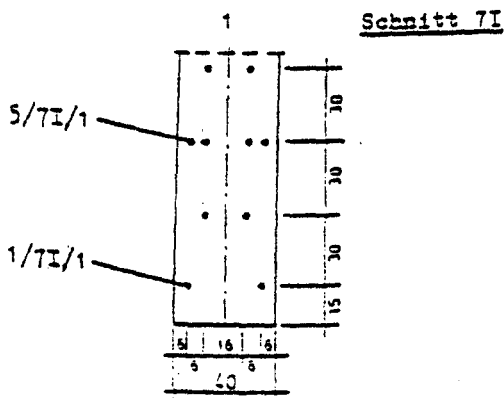
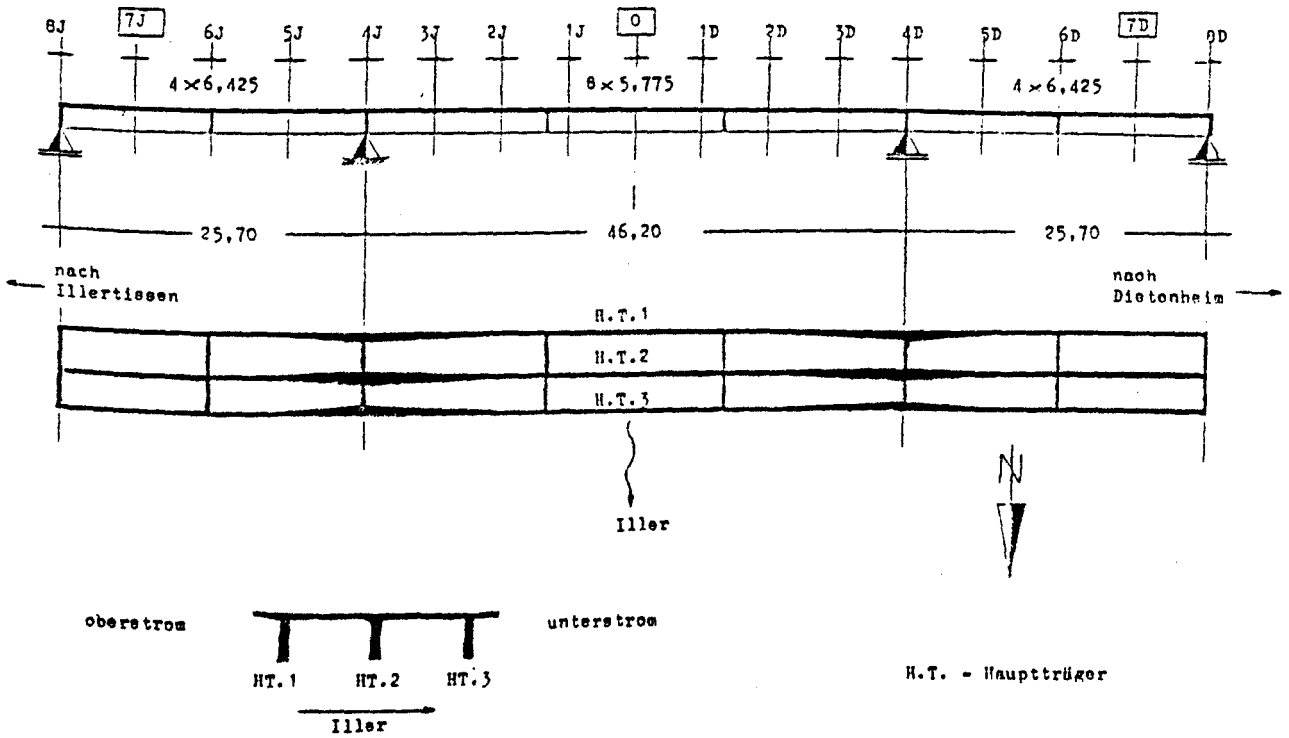
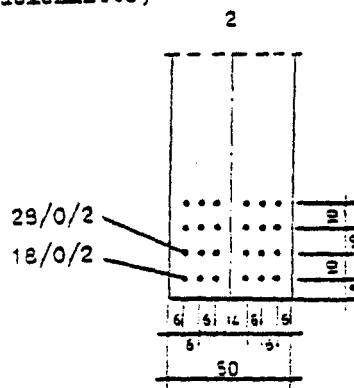
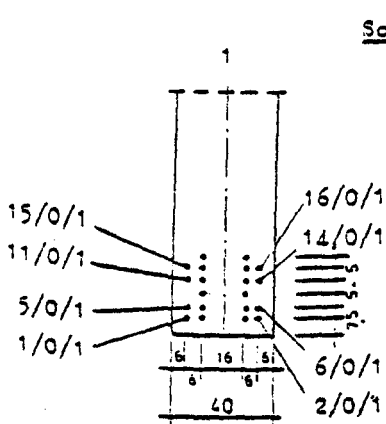
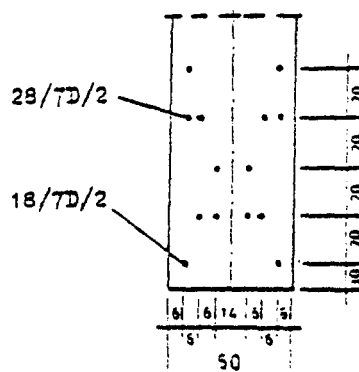
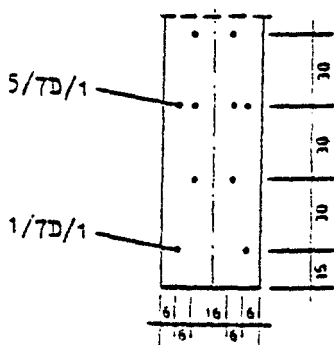


Bild 29:

Zur Lage und
zur Bezeichnung
der entnommenen
Spannstahlproben



Schnitt 7D



4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Spannbewehrung

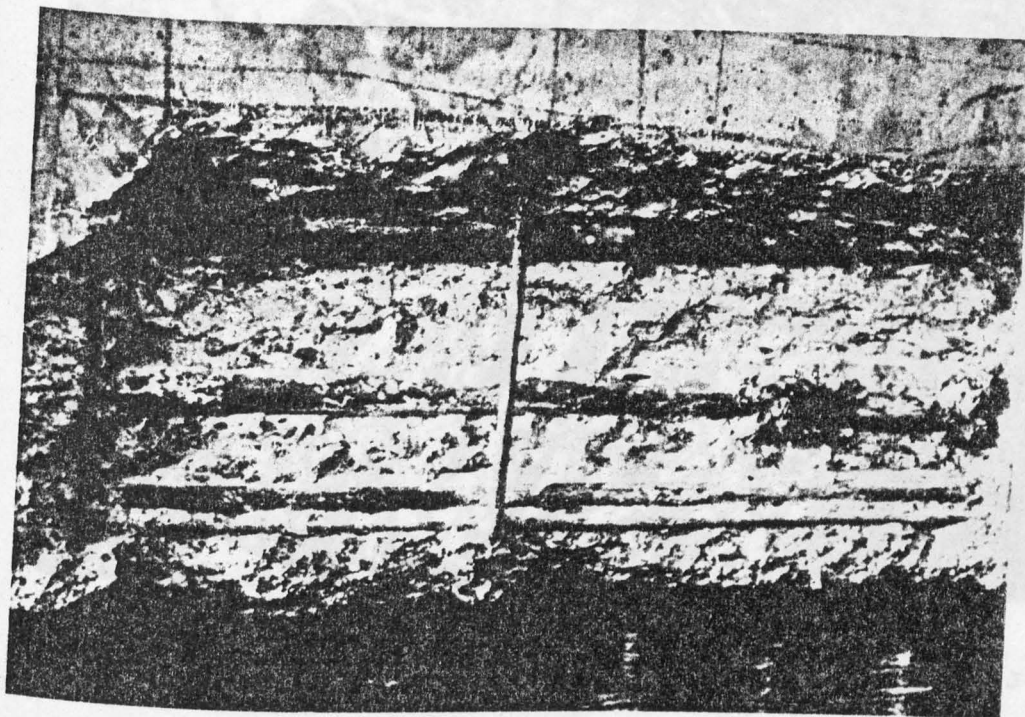


Bild 30: Freigelegte Bewehrung im Steg des Hauptträgers 1 in der Brückenmitte (Schnitt O) an der oberstromigen Stegseite

Vor dem Abbruch des Überbaus wurde die Bewehrung der Hauptträger 1 und 2 in den Schnitten O (Bild 30), 7J und 7D (Bezeichnung nach Bild 29) und die Bewehrung der Fahrbahnplatte im Bereich der Brückenachse bei Schnitt 4J (Bild 31) mit einem Preßlufthammer zum Teil freigelegt. Der anhand von 18 Einzelmessungen bestimmte Mittelwert der seitlichen Betondeckung der Hüllrohre in den Brückenquerschnitten O, 7J und 7D der Hauptträger 1 und 2 betrug $(4,8 \pm 0,7)$ cm. Dem stand ein Sollwert der Betondeckung von 4,4 cm gegenüber. Nach dem gültigen DIN-Blatt 4227, Teil 1, Aug. Dez. 1979, muß die Betondeckung von Hüllrohren für Spannglieder mindestens 3,0 cm betragen.

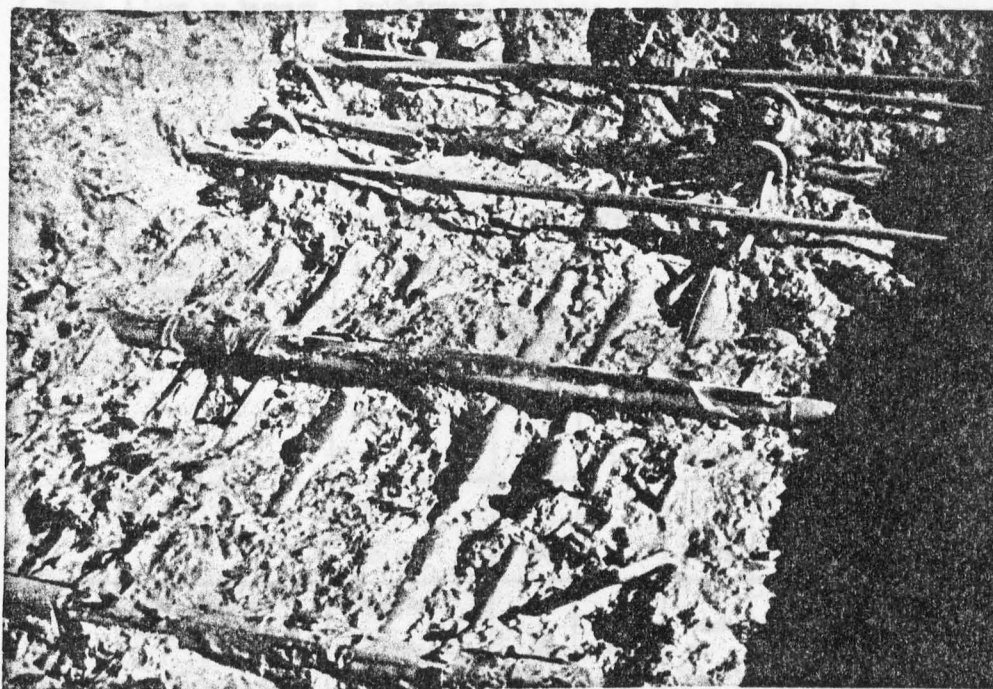


Bild 31: Freigelegte Bewehrung der Fahrbahnplatte
im Bereich der Brückenachse im Schnitt 4J

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Nach dem Bautagebuch hatte die Betonmischung in einem 500 l-Mischer folgende Zusammensetzung:

205 l	Sand 0/7 mm,
101 l	Kies 7/15 mm,
112 l	Kies 15/30 mm,
100 kp	Zement (PZ 325),
0,8 l	"PLASTIMENT"

W/Z-Wert: 0,49

Angaben über die Wasserzugabe und über die Eigenfeuchte der Zuschläge fehlten.

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Die ermittelten Festigkeitskennwerte des Betons sind in Tabelle XVIII zusammengestellt.

Aus den relativ hohen Druckfestigkeitswerten der Betonproben wurde gefolgert, daß der Beton während der Nutzungsdauer der Brücke von 22 Jahren stark nacherhärtet war.

Prüf- größe	Lage im Bauwerk	Form des Prüfkörpers	Festig- keit		Dichte		Bemerkungen
			kp / cm ²		kg / dm ³		
			einzel.	Mittel	einzel.	Mittel	
Druck- festig- keit	südl. Längs- träger	Zylinder	742	795	Dich- te nicht best.		
	" "	Zylinder	376				
	" "	Zylinder	667				
	nördl. Längs- träger	Zylinder	341				
	" "	Zylinder	350				
	Fahrbahnplatte in Brücken- mitte	Würfel	300	810	2,36	2,35	Prüfkraft parallel zur Längsachse des Bauwerks
		(10 cm)	750		2,34		
			788		2,34		Prüfkraft senkrecht zur Fahrbahnplatte
		Würfel	718		2,36		
		(10 cm)	995		2,35		
Spalt- zug- festig- keit	südl. Längs- träger	Zylinder	51	49	Dich- te nicht best.		L = 10 cm
	" "	Zylinder	53				L = 10 cm
	nördl. Längs- träger	Zylinder	44				L = 8 cm
Druck- festig- keit	Gesimsbeton m. Frostschaden Südseite/ Dietzenheim	Würfel	418	395	2,40	2,36	Prüfkraft in Brücken- Längsrichtung, d.h.. parallel zu den Frosttrissen
		(10 cm)	385		2,31		
			381		2,36		
	Gesimsbeton ohne Frost- schaden Südseite/ Dietzenheim	Würfel	675	718	2,39	2,38	Prüfkraft in Brücken- Längsrichtung
		(10 cm)	761		2,40		
			717		2,35		

Tabelle XVIII: Druck- und Spaltzugfestigkeit des Betons

Es ist bekannt, daß Beton, der bei Beginn der Hydratation kühl gehalten wird und damit langsam hydratisiert, besonders stark nacherhärtet.

Die Druckfestigkeit hatte sich gegenüber der Sollvorgabe im Durchschnitt um rund 75 % erhöht.

4.2.3. Betonporosität

Keine Angaben

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

In Tabelle XIX sind die ermittelten Karbonatisierungstiefen der verschiedenen Bauteile zusammengestellt.

Bauteil bzw. Fläche	Karbonatisierungstiefe in mm	
	bei der Mehrzahl der untersuchten Stellen	in Einzelfällen
Längsträger-Seitenflächen: Innenflächen und nördliche Außenfläche	6 - 15	stellenweise nur 2 - 6, Spitzen bis 30
südliche Außenfläche	10 - 20	stellenweise nur 2 - 6, häufig Spitzen bis über 30
Längsträger-Unterseite: Mittelträger	8 - 16	Spitzen bis 20
Außenträger (Süd u. Nord)	15 - 20	Spitzen bis 22
Fahrbahnplatten-Unterseite:	8 - 12	Spitzen bis 30
Fahrbahnplatten-Oberseite unter der Isolierung:	1 - 2	stellenweise 2 - 4
Gesims-Oberseite und Außenfläche	1 - 3	stellenweise 2 - 5

Tabelle XIX: Karbonatisierungstiefen im Bauwerk

Es wurde festgestellt, daß dem Regen ausgesetzte Betonflächen nur sehr wenig karbonatisiert waren. Die größten Tiefen wurden an den Außen- und Unterseiten des südlichen Längsträgers registriert.

An den Rißufern der Längsrisse entlang von Spanngliedern wurde an drei Stellen der Karbonatisierungszustand überprüft. Dabei konnte keine Karbonatisierung der Rißufer festgestellt werden, was damit erklärt wurde, daß die Risse wiederholt von innen heraus mit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -gesättigtem Wasser durchfeuchtet wurden.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Aus der Fahrbahnplatte wurde in der Brückenmitte ein Betonkern entnommen, an dem der Cl-Konzentrationsgradient bestimmt wurde, der vermutlich durch eingedrungene Tau-salzlösung entstanden war (Bild 32).

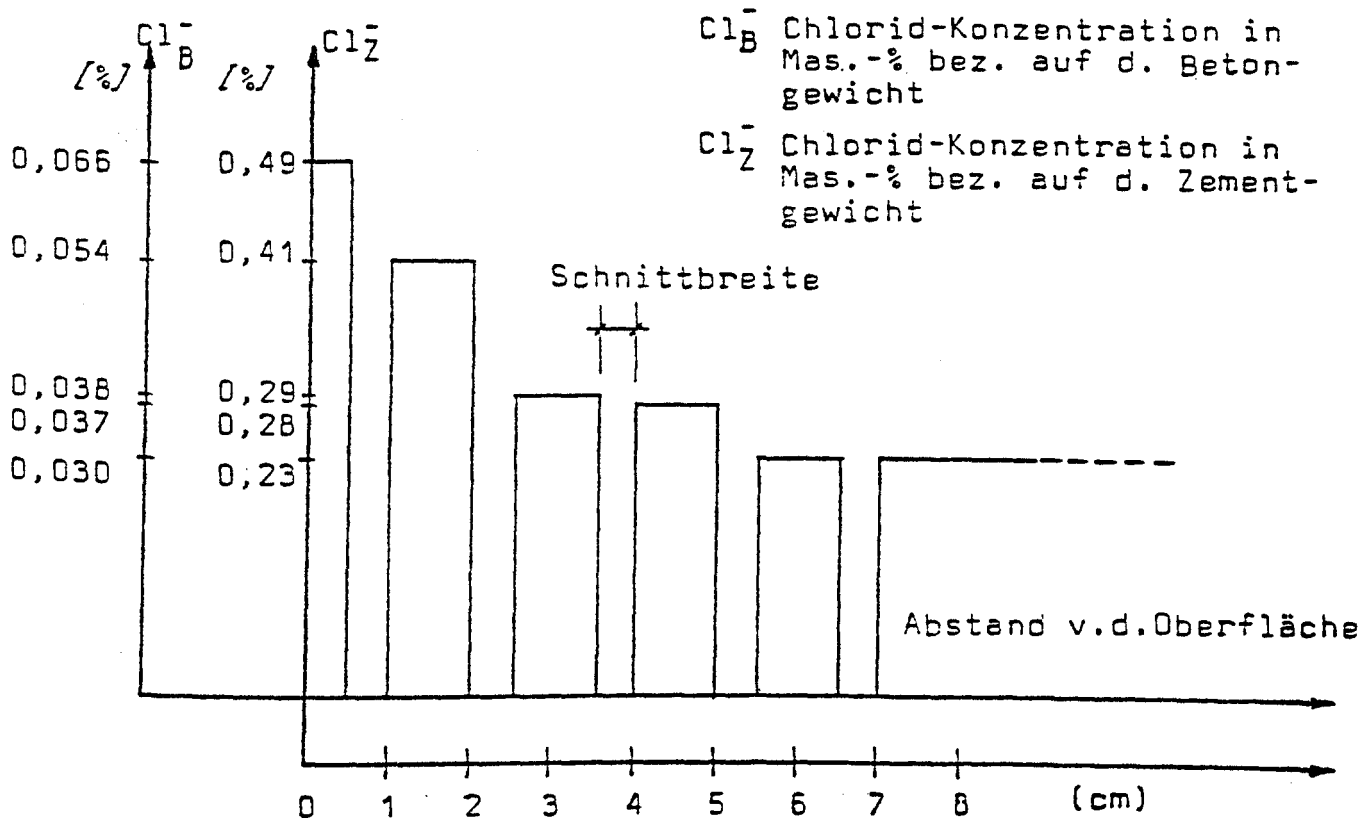


Bild 32: Chloridgehalt des Betons unter der Fahrbahnisolierung in Abhängigkeit von der Tiefe

Die Chloridgehalte weiterer Betonproben sind in Tabelle XX aufgeführt.

Die Nullproben aus dem Betoninneren besaßen einen mittleren Chloridgehalt von 0,14 Masse-% bezogen auf den Zementanteil des Betons; der heute höchstzulässige Chloridgehalt nach DIN 1164 und DIN 4226, Teil 1, liegt bei etwa 0,2 Masse-% bezogen auf den Zementgehalt.

Die Untersuchungen ergaben, daß der Beton im Bereich korrodierter Stahlabschnitte zum Teil deutlich höhere Chloridgehalte enthielt, so z.B. 0,56 Masse-% Cl⁻ im Bereich eines durch Lochfraßkorrosion geschädigten Spannstahls. Für dieses Beispiel konnte angenommen werden, daß durch den Beton im Verankerungsbereich der Übergangskonstruktion Tausalz bis an den Spannstahl gelangte.

Die Ursachen für den erhöhten und den stark schwankenden Chloridgehalt des Betons an den verschiedenen Stellen des Bauwerks konnten nicht eindeutig ermittelt werden. Als

mögliche Ursache wurde ein ungleichmäßiges Durchmischen des Betons mit einem chloridhaltigen Zusatzmittel oder der Wassertransport mit korrosionsförderndem Tausalz entlang der Spannglieder genannt.

Probe Nr.	Lage im Bauwerk	Korrosionsgrad des Spann- und Bewehrungsstailes	Chloridgehalt in % bezogen auf	
			Beton	Zement
Oa	Mitte des Mittelträgers Bereich Mitte, Feld Illertissen	gut verdichteter Beton als Nullproben aus dem Innern der Bauteile	0,024	0,19
Ob	Mitte des Mittelträgers Bereich Mitte, Feld Illertissen		0,013	0,10
Oc	Plattenmitte, Mittelfeld, Feldmitte		0,038	0,29
Od	Mitte Unterstromträger, Feld Dietenheim		0,017	0,13
Oe	Querscheibe, Feld Illertissen		0,005	0,04
Of	Spanngliederankerung, Platte, Feld Illertissen		0,013	0,10
1	Fahrbahnplatte über Mittelträger, Pfeiler Illertissen (Schnitt 4/3)	teilw. Oberflächenkorrosion am Stützrohr, starke Korrosion am Stahl im Bereich Stützrohrstoß	0,033	0,25
2	Nähe unter Bewehrung, Fahrbahnplatte über Pfeilerquerscheibe Dietenheim	starke Korrosion am Spannstahl	0,052 0,029	0,40 0,22
3	Kragplatte Oberstrom über Pfeiler Dietenheim	Rostspuren im Spannstahlbett Nähe Verankerung	0,035 0,025	0,27 0,19
4	Fahrbahnplatte Mittelfeld unter schlechtem Belag	Stahl leicht korrodiert	0,079	0,51
5	Fahrbahnplatte, Widerlager Dietenheim Nähe Übergangskonstruktion	starke Korrosion am Spannstahl und schlafender Bewehrung	0,072	0,56
6	Oberflächliche Absprengung (Dicke 5 mm) auf Fahrbahnplatte	keine Korrosion, obwohl nur 1 cm Überdeckung	0,046	0,35
7	Oberfläche Fahrbahnplatte über Mittelträger Pfeiler Illertissen	leichte Korrosion darunter	0,037	0,29
8	Außenseite Oberstromträger Nähe Aussinterung, Feld Dietenheim	Bügel mit Lochfraßkorrosion	0,052	0,40
9	Gehwegbeton, schlecht verdichtet	stark korrodierte Bügelbewehrung	0,089	0,69
10	Ausgleichsschicht unter Gehwegbeton	Lochfraßkorrosion in Anschlußbewehrung	0,063	0,49
11	Aussinterungsmaterial an Oberstromträger, Außenseite	---	0,050	-
12	Gesimsbeton mit Frostschäden	---	0,030	0,23
13	Gesimsbeton ohne Frostschäden	---	0,058	0,45

Tabelle XX: Chloridgehalt verschiedener Betonproben

Es ist zu berücksichtigen, daß zur Zeit des Brückenbaus noch keine Richtlinien existierten, die den Chloridgehalt des Anmachwassers und des Zuschlages begrenzten. Es war damals auch noch zulässig, calziumchloridhaltige Frostschutzmittel zu verwenden.

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Die Einpreßarbeiten wurden nach Angaben des Bautagebuches bei kalter Witterung ausgeführt. Die Lufttemperatur lag während der Injektionen bei +3 bis +5°C. Sie fiel zwischenzeitlich bis auf -7°C ab.

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Das Mischungsverhältnis des Einpreßmörtels war im Bautagebuch mit

100 kp	Zement (PZ 325) zu
54 l	vorgewärmtes Wasser und
1 kp	"PLASTIMENT" (1% des Zementgewichtes, vermutlich Betonverflüssiger)

angegeben. Angaben über das Zusatzmittel "PLASTIMENT" fehlten.

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

Für die Bestimmung des Chloridgehaltes wurden Einpreßmörtelproben aus den Hüllrohren von drei Querspanngliedern, von denen zwei Korrosionsschädigungen zeigten, und von fünf Längsspanngliedern, von denen zwei Korrosionsnarben aufwiesen, entnommen. Diese Spannglieder waren vollständig ausgepreßt.

Die gemessenen Chloridkonzentrationen der Einpreßmörtelproben wiesen eine starke Streuung auf, die sogar innerhalb ein und desselben Hüllrohres auftrat (Tabelle XXI).

Probe Nr.	Entnahmestelle der Eingreßmörtelprobe	Korrosionsgrad des Hüllrohres und des Spannstahles	Chloridgehalt der trockenen Mörtelprobe in Mas.-%	Chloridgehalt bezogen auf Zement in Mas.-%
1	Querspannglied Fahrbahnplatte Feld Illertissen Nr. 68	Mörtel mit Korrosionsprodukten von Stahl und Hüllrohr	0,087	0,131
2	a	stark korrodierter Stahl (Mörtel mit Korrosionsprodukten)	0,055	0,083
	b		0,187	0,281
3	a	Keine Korrosion	0,069	0,104
	b		0,064	0,096
4	a	Keine Korrosion	0,290	0,435
	b		0,291	0,437
	c		0,270	0,405
5	Längsspannglied aus Mittelträger, 60 cm entfernt vom Endanker Illertissen	örtl. Korrosion am Hüllrohr, Stahl blank	0,025	0,038
6	Querspannglied Fahrbahnplatte (Plattenmitte)	Stahl ohne, Hüllrohr innen mit schwacher Korrosion	0,225	0,338
7	Spannglied Nr. 67 (Längsspannglied, Feldmitte)	schwache Korrosion an Stahl und Hüllrohr	0,053	0,080
8	Spannglied Nr. 63 (Längsspannglied) nahe Hüllrohrstoß	Hüllrohr örtlich durchkorrodiert, Stahl ankorrodiert, daneben blank	0,277	0,416

Tabelle XXI: Chloridgehalte der Eingreßmörtelproben

Andererseits ist der Tabelle zu entnehmen, daß Einpreßmörtelproben aus Korrosionsbereichen teilweise geringere Chloridgehalte enthielten als Proben aus Bereichen ohne korrodierten Spannstahl. Die Hälfte der angegebenen Analysenwerte lag oberhalb des heute zulässigen Chloridgehalte von etwa 0,13 Masse-% für Einpreßmörtel bezogen auf den Zementgehalt. Es lag die Vermutung nahe, daß dem Einpreßmörtel beim Anmischen Chlorid z.B. als Beschleuniger oder Frostschutzmittel zugegeben worden ist.

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Die verschiedentlich beobachteten Einknickungen, Dellen und sonstige Deformierungen der Hüllrohre wurden auf die geringe Biegesteifigkeit und die geringe Querbelaastbarkeit glatter Hüllrohre zurückgeführt.

An den Hüllrohrstößen wurden die glatten Blechrohre muffenartig ineinandergesteckt und mit einem Gummistrumpf gedichtet. Unter diesen Gummistrumpf-Dichtungen war die Oberfläche der Hüllrohre meist korrodiert. In mehreren Fällen waren die Hüllrohre im Stoßbereich vollständig durchkorrodiert (Bild 33).

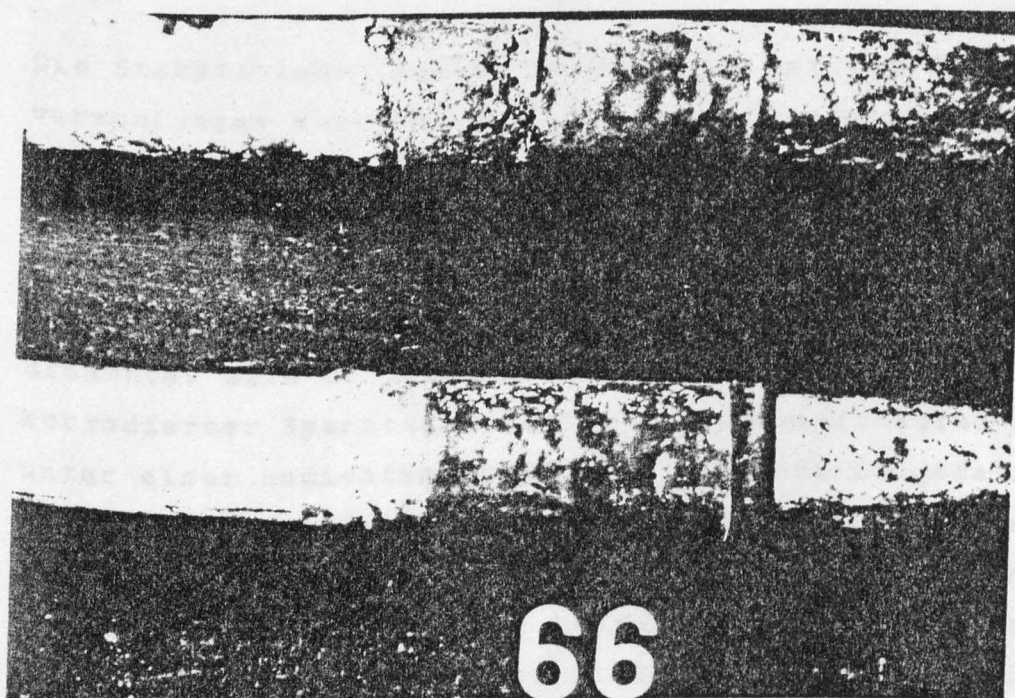


Bild 33: Hüllrohrstoß mit Gummistrumpf-Dichtung bzw. korrodiertem Hüllrohrstoß unter der entfernten Gummistrumpf-Dichtung

Je nach Umhüllung der Spannstähle mit Einpreßmörtel und nach Lage im Bauteil wiesen die Stabstahloberflächen im Bereich korrodierter Hüllrohrstöße unterschiedliche Korrosionsgrade auf.

Beim Zerlegen der Hüllrohre wurden häufig innerhalb des Doppelfalzes Korrosion festgestellt (Bild 34).

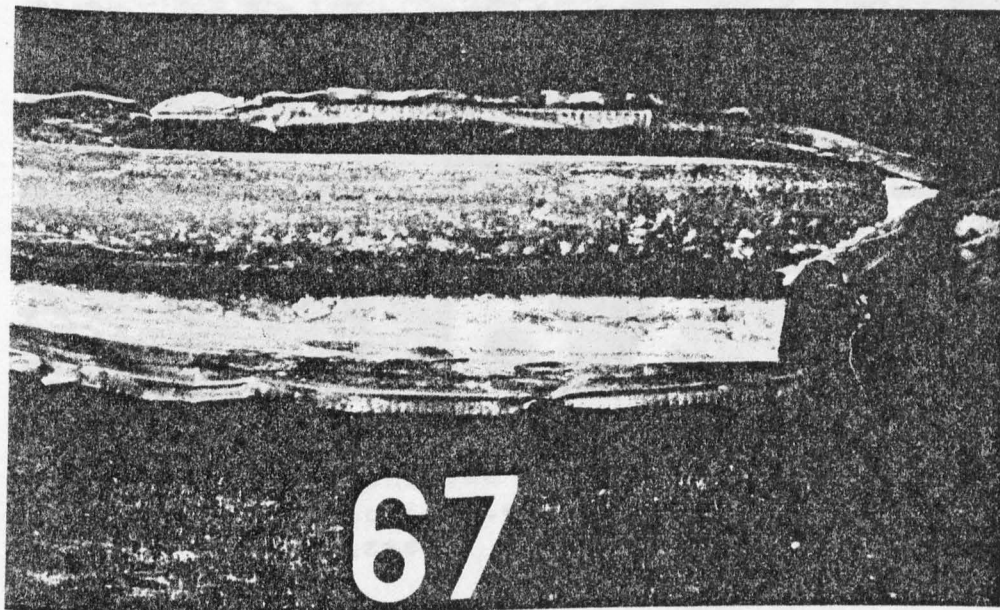


Bild 34: Korrodiertes Hüllrohrblech innerhalb des Doppelfalzes

Die Stabstahloberflächen waren dabei entlang des Längsverschlusses auch bei vollständiger Einpreßmörtelumhüllung stellenweise leicht korrodiert. Da der Einpreßmörtel in diesen untersuchten Bereichen nicht karbonatisiert war, wurde angenommen, daß das vor dem Verpressen in das Hüllrohr eingedrungene Wasser die Korrosion verursachte. Bild 35 zeigt ein zerlegtes Spannglied mit korrodierter Spannstahloberfläche (Korrosionsgrad 1) unter einer undichten Stelle des Hüllrohr-Längsfalzes. Neben den bereits geschilderten Schäden wurde insbesondere im Bereich der Endverankerungen der Spannglieder in den Hauptträgern sowie bei den Querspanngliedern in der Fahrbahnplatte starke Korrosion an den Hüllrohren infolge Tausalzeinwirkung festgestellt, die teilweise zum völligen Durchrosten der Hüllrohrwandung geführt hatten (Bild 36).

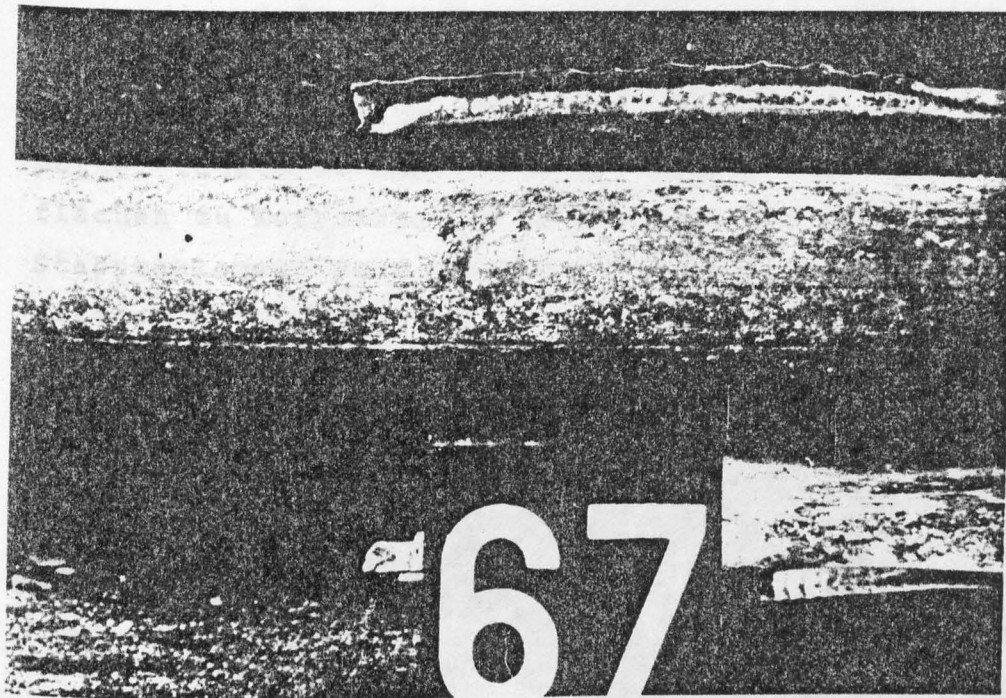


Bild 35: Korrodierte Spannstahloberfläche
(Korrosionsgrad 1) unter einer
undichten Stelle des Hüllrohr-
Längsfalzes

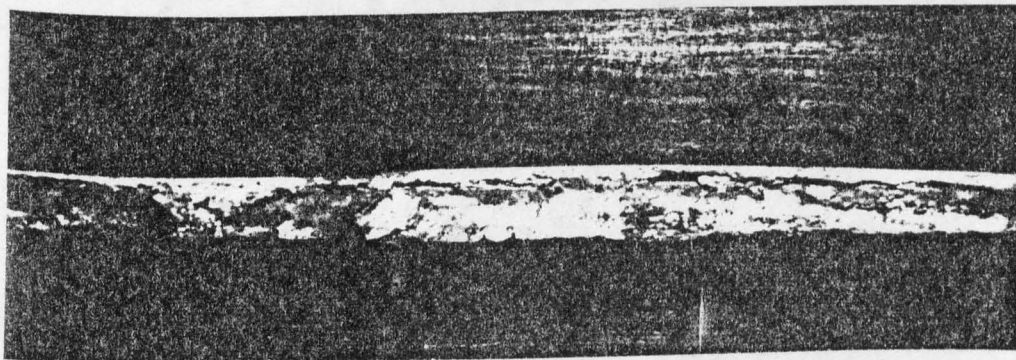


Bild 36: Querspannglied aus der Fahrbahnplatte
mit durchgerostetem Hüllrohr

4.4.2. Lage der Einzelstabstähle in den Hüllrohren

In Krümmungen wurde der Stabstahl beim Vorspannen an die auf der Krümmungsinne-seite liegende glatte Hüllrohrwandung gepreßt. Auch bei gerader Spanngliedführung lagen die glatten Stabstähle oft über größere Längen einseitig an den glatten Hüllrohrwandungen an. Das Fehlen der vollständigen Umhüllung der Stabstähle mit Einpreßmörtel führte an den und unmittelbar neben den Kontaktflächen zu Korrosion. Bild 37 zeigt die korrodierte Stabstahloberfläche an der Krümmungsinne-seite des Spanngliedes Nr. 1/7J/1.

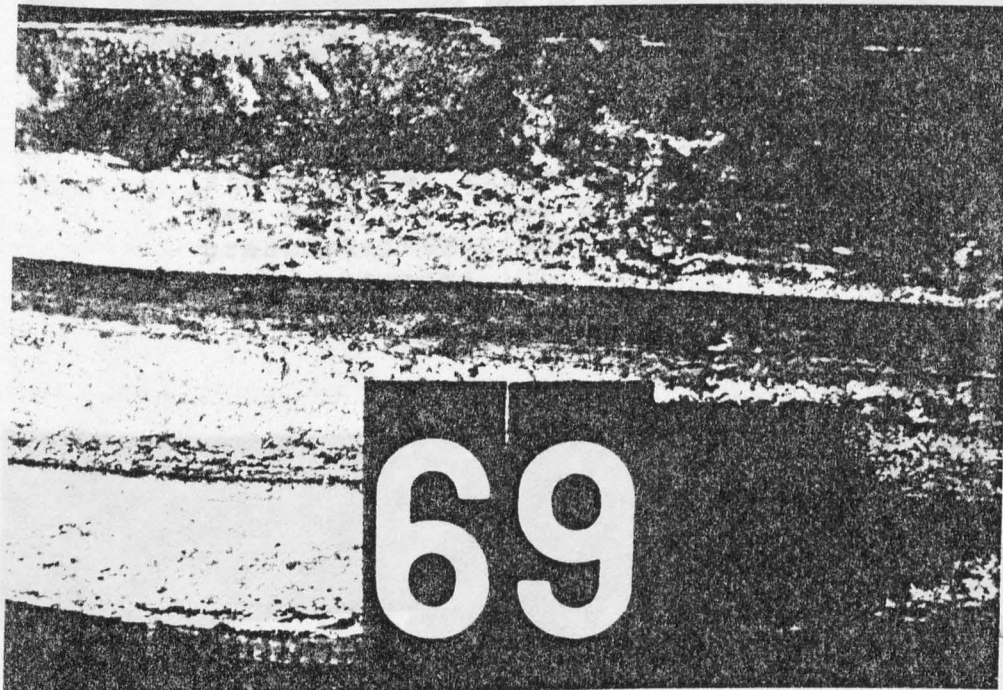


Bild 37: Korrodierte Stabstahloberfläche an der Krümmungsinne-seite des Spanngliedes Nr. 1/7J/1

Die Bilder 38 und 39 zeigen den Abschnitt eines geraden Spanngliedes aus der Fahrbahnplatte, in dessen Bereich der Stabstahl an der glatten Hüllrohrwandung anlag, was zu einer Begrenzung der Einpreßmörtelumhüllung des Stabstahles führte.

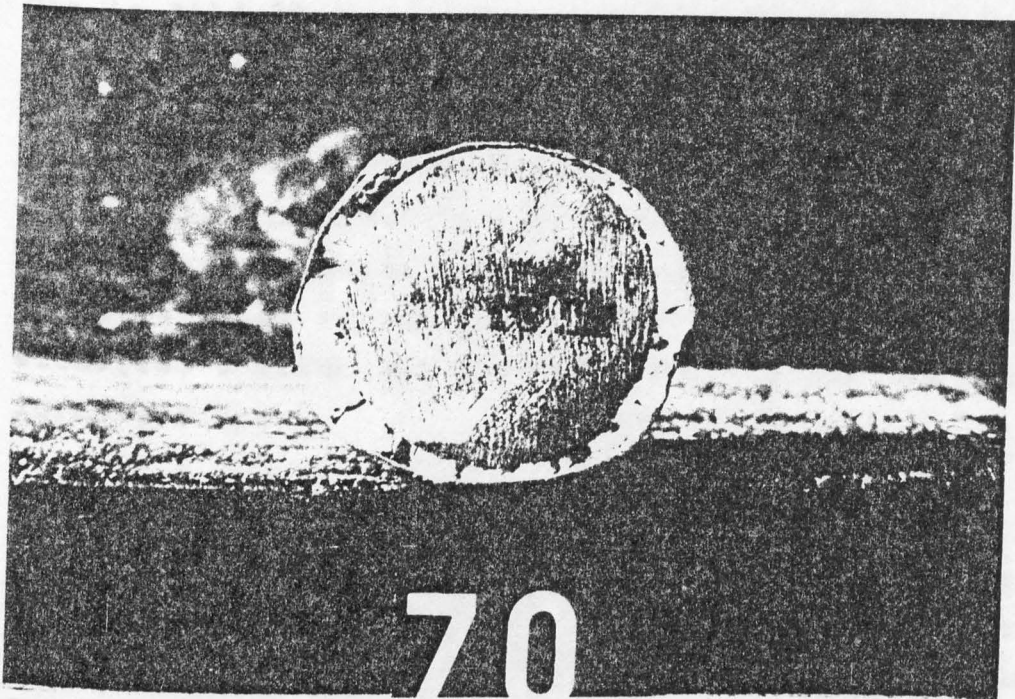


Bild 38: Querschnitt eines geraden Spanngliedes aus der Fahrbahnplatte, in dem der Stabstahl an der Hüllrohrwandung anliegt (s. Bild 39). (Die Zerstörung der Einpreßmörtel-Umhüllung geschah während der Probenentnahme)

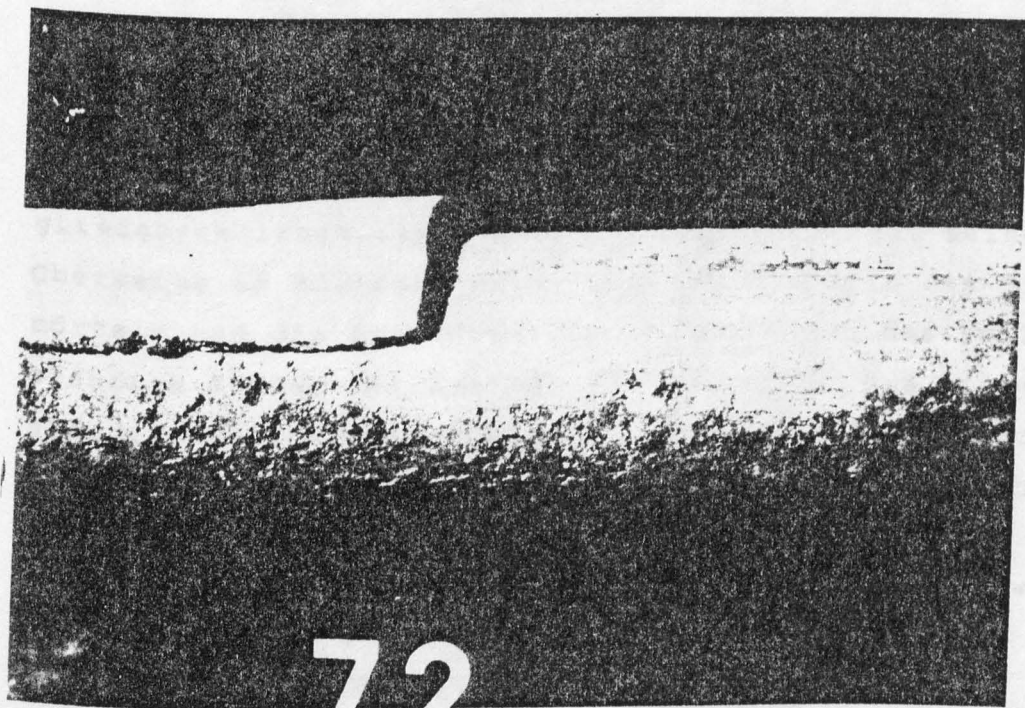


Bild 39: Korrodierte Spannstahloberfläche mit Korrosionsgrad 3 im Bereich fehlender Einpreßmörtel-Umhüllung im Bereich eines Hüllrohrstoßes (s. Bild 38)

Die in Bild 39 abgebildete Spannstahloberfläche lag innerhalb eines Hüllrohrstoßes und wies in diesem Bereich den Korrosionsgrad 3 auf, während außerhalb des Hüllrohrstoßes der Korrosionsgrad 2 festgestellt wurde. Die Stabstahloberflächen dieses Spanngliedes mit ausreichender Einpreßmörtelumhüllung waren praktisch korrosionsfrei; der an einigen Stellen festgestellte Korrosionsgrad 1 wurde auf Korrosion bereits vor dem Verpressen zurückgeführt.

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Die einwandfreie Umhüllung der Stabstähle mit Einpreßmörtel war in erster Linie von der Lage des Spannstahles im Hüllrohr abhängig. Bei einem ausreichenden Abstand der Spannstahloberfläche von der Hüllrohrwandung zeigte der Einpreßmörtel im allgemeinen eine glatte, glänzende Oberfläche, die nur in einigen Fällen lokal durch Poren, Blasen und andere Fehlstellen unterbrochen war (Bild 40).

Die Zwickel in den Anschlußbereichen der Kontaktflächen zwischen Spannstahl und Hüllrohr waren nicht vollständig mit Einpreßmörtel gefüllt. Zahlreiche Poren, Blasen und langgestreckte Hohlräume führten zu einer mangelhaften Umhüllung der Stabstähle in diesen Bereichen (Bild 41). Bei den in den Schnitten O, 7J und 7D entnommenen Spanngliedabschnitten lag der Spannstahl meist mit seiner Oberseite am Hüllrohr an, so daß das Absetzen des Einpreßmörtels und die aufsteigenden Luftbläschen das vollständige Füllen der Zwickel verhinderten. Die nicht vollständige Füllung der Hüllrohre mit Einpreßmörtel ermöglichte den Transport von Wasser und Tausalzlösung in den Spanngliedern, wodurch es häufig zur Korrosion an den Spannstahloberflächen und an den Hüllrohren sowie unter Frosteinwirkung zur Bildung von Sprengrissen in der Betondeckung der Spannglieder kam.

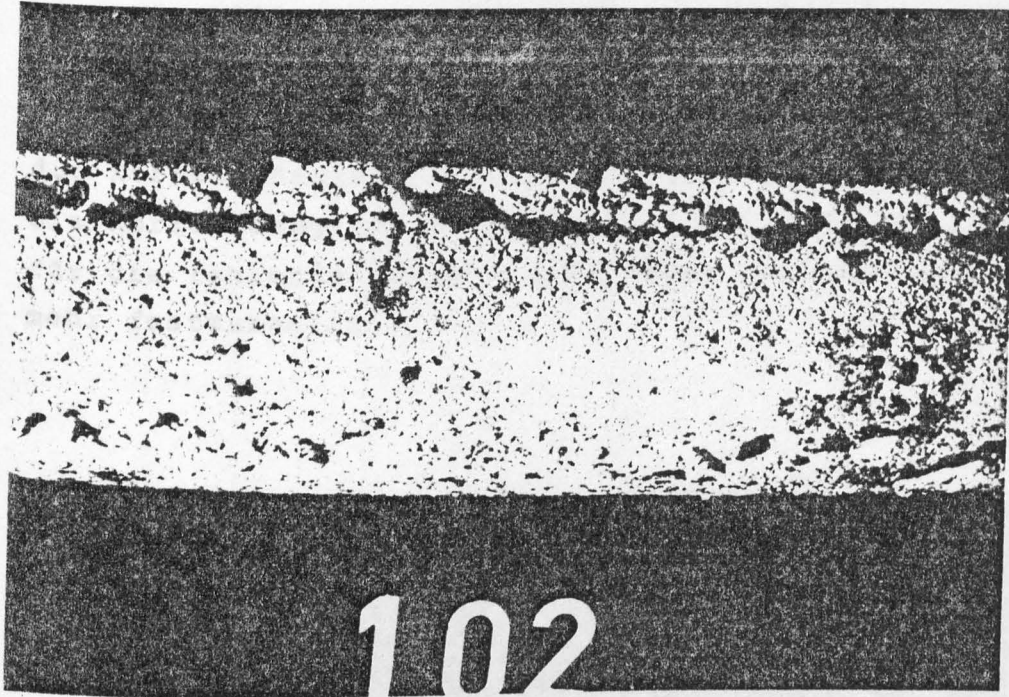


Bild 40: Fehlstellen im Einpreßmörtel

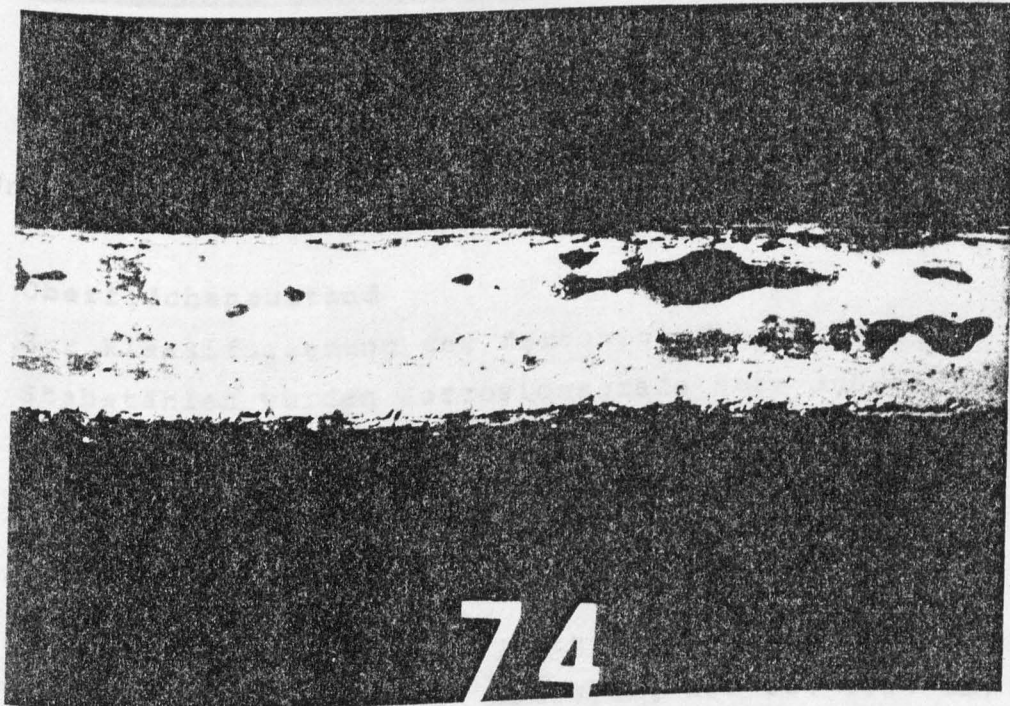


Bild 41: Mangelhafte Einpreßmörtel-Umhüllung
des Spannstahls im Bereich der Zwickel

Das Längsspannglied im Hauptträger 2 Nr. 28/7D/2 und das Längsspannglied in der Fahrbahnplatte Nr. F/O/2 waren an den untersuchten Schnittstellen unverpreßt. Die Spannstahloberflächen des ersten Spanngliedes wiesen die Korrosionsgrade 0 bis 3 und des zweiten Spanngliedes die Korrosionsgrade 2 bis 3 (Bild 42) auf. Die Ursachen für die fehlenden Injektionen waren nachträglich nicht mehr festzustellen.

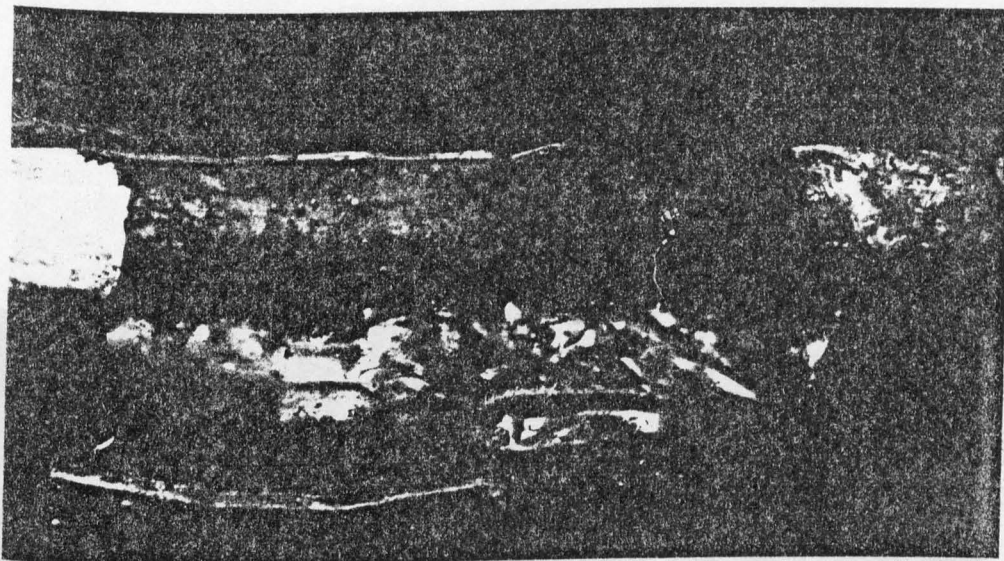


Bild 42: Unverpreßtes Längsspannglied Nr. F/O/2 in der Fahrbahnplatte (Korrosionsgrad 2/3)

4.5. Untersuchung der Einzelstabstähle

4.5.1. Oberflächenzustand

Zur Klassifizierung der Korrosionsschädigungen an den Stabstählen wurden Korrosionsgrade nach Augenschein eingeführt:

Korrosionsgrad 0 : keine Korrosion;

Korrosionsgrad 1 : geringe Oberflächenkorrosion,
Abtragung bis ca. 0,01 mm;

- Korrosionsgrad 2 : ausgeprägte Oberflächenkorrosion,
Abtragungen bis ca. 0,1 mm;
- Korrosionsgrad 3 : Korrosion mit deutlicher
Abtragung und Narbenbildung an
der Oberfläche,
Abtragungen bis ca. 0,3 mm;
- Korrosionsgrad 4 : Starke Korrosion mit Abplatzungen
und tiefen Narben,
Abtragungen größer als 0,3 mm.

Die Korrosionsgrade 1 bis 4 dokumentieren die folgenden
Bilder 43a bis 43d.

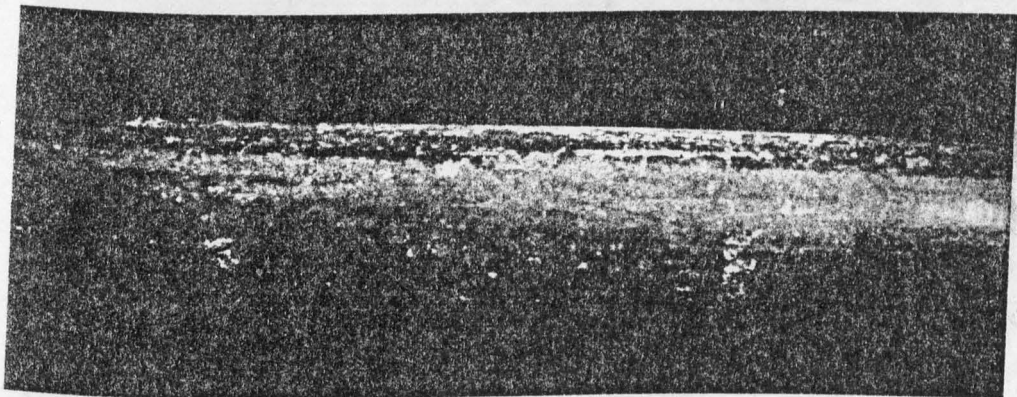


Bild 43a: Korrosionsgrad 1

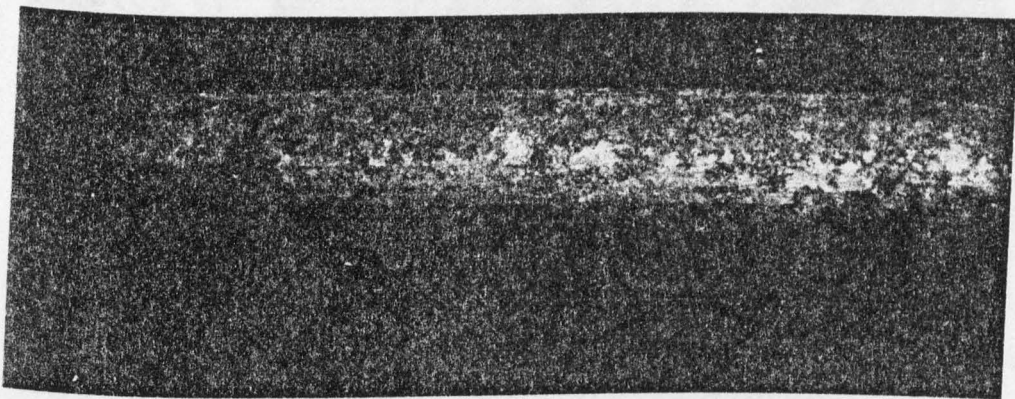


Bild 43b: Korrosionsgrad 2

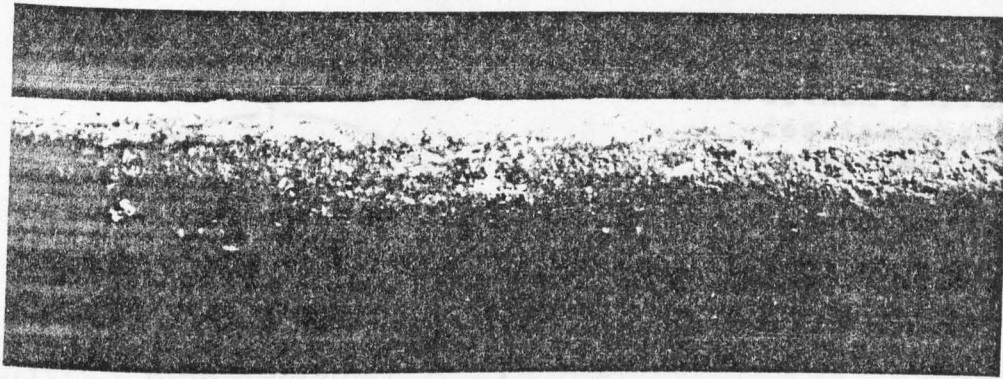


Bild 43c: Korrosionsgrad 3

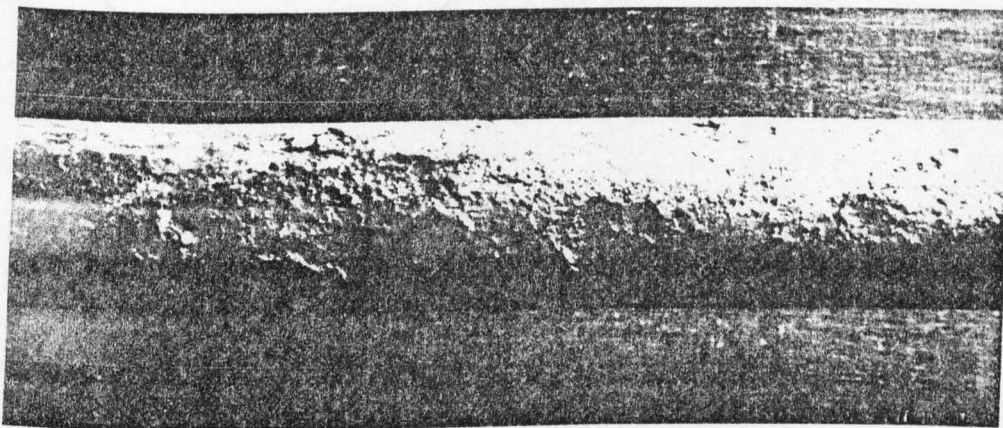


Bild 43d: Korrosionsgrad 4

Wie bereits in Abschnitt 4.4.3. erläutert wurde, waren bei den am Hüllrohr anliegenden Stabstählen hinsichtlich des Füllgrades des Spannkanales mit Einpreßmörtel drei typische Bereiche eines Spanngliedquerschnitts zu unterscheiden (Bild 44).

Bereich 1: Kontaktflächen zwischen Stabstahl und Hüllrohr ohne Einpreßmörtelumhüllung

Bereich 2: Die an die Kontaktflächen anschließenden Zwickel mit mangelhafter Einpreßmörtelfüllung (Poren, Blasen, Fehlstellen)

Bereich 3: Dichte Umhüllung des Stabstahles mit Einpreßmörtel mit lokalen Fehlstellen bei ausreichendem Abstand zwischen Spannstahloberfläche und Hüllrohrwandung.

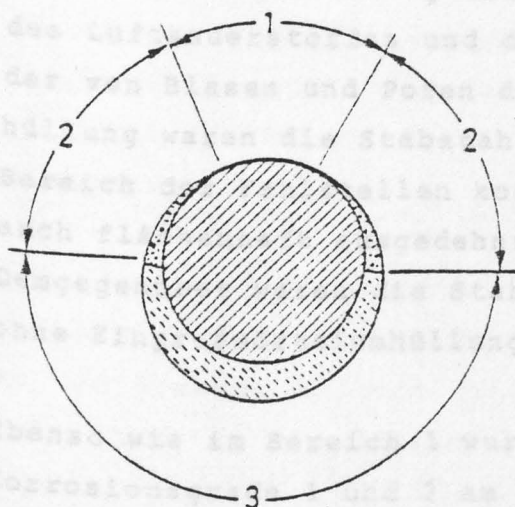


Bild 44: Bereiche unterschiedlichen Füllungsgrades des Spannkanaals mit Einpreßmörtel bei anliegendem Stabstahl am Hüllrohr

Die Stabstahloberflächen des Bereiches 1 wiesen stets Korrosion auf, wobei die Rostgrade 1 und 2 am häufigsten registriert wurden (Bild 37 und 45).

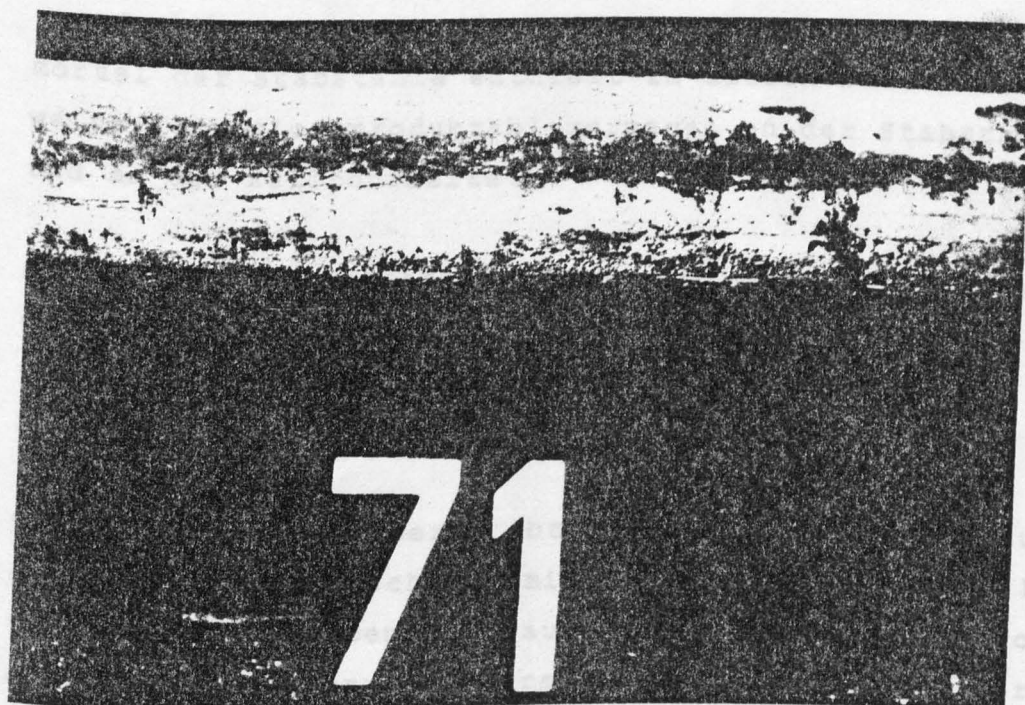


Bild 45: Korrosion an der Kontaktfläche zwischen Stabstahl und Hüllrohr

Der Korrosionsgrad der Stabstahloberflächen im Bereich 2 war sehr unterschiedlich, abhängig von der Qualität der Einpreßmörtelumhüllung und von den Zutrittsmöglichkeiten des Luftsauerstoffes und der Feuchtigkeit. Im Bereich der von Blasen und Poren durchsetzten Einpreßmörtelumhüllung waren die Stabstahloberflächen zum Teil nur im Bereich der Fehlstellen korrodiert, zum Teil wurden aber auch flächenhaft ausgedehnte Korrosionsgebiete beobachtet. Demgegenüber waren die Stabstahloberflächen in Bereichen ohne Einpreßmörtelumhüllung teilweise auch korrosionsfrei.

Ebenso wie im Bereich 1 wurden auch im Bereich 2 die Korrosionsgrade 1 und 2 am häufigsten beobachtet. Der korrodierte Stabumfangsanteil der Bereiche 1 und 2 machte bis zu 30 % aus.

Bereich 3 der Stabstahloberfläche (noch Bild 44), war größtenteils korrosionsfrei. Die in diesem Bereich bei einigen Stabstählen festgestellten Korrosionsgrade 1 und 2 wurden, da der umgebende Einpreßmörtel nicht karbonatisiert war, auf Korrosion des Stabstahles bereits vor dem Verpressen zurückgeführt. Der umgebende Einpreßmörtel der Stabstähle enthielt in diesen Fällen teilweise Korrosionsproduktablagerungen an der Stabstahl- und an der Hüllrohrseite.

Stabstähle mit vollständiger Einpreßmörtelumhüllung am gesamten Stabumfang zeigten, abgesehen von der stellenweise vorhandenen Korrosion vor dem Auspressen der Hüllrohre, keine Korrosionsschädigungen.

Während die geschilderte abtragende Korrosion nur zu geringfügigen Querschnittsminderungen führte ($\Delta S < 1 \%$), verursachte die ebenfalls aufgetretene Lochfraßkorrosion, die häufig den Korrosionsgrad 4 hervorrief, eine Verringerung des Stabstahlquerschnittes bis zu 8 %. Die größte Narbentiefe betrug 1,5 mm.

Lochfraßkorrosion wurde bevorzugt an den Spanngliedern der Hauptträger im Bereich der Endverankerungen sowie an den Querspanngliedern der Fahrbahnplatte beobachtet. Aber auch außerhalb der Endverankerungen wurde an den Längsspanngliedern der Fahrbahnplatte und an den Spanngliedern der Hauptträger vereinzelt Lochfraßkorrosion festgestellt.

Das die Lochfraßkorrosion auslösende Chlorid gelangte durch die eindringende Tausalzlösung an die Spannstäbe. An den Spanngliedenden drang die Tausalzlösung über die Spannanker in die Hüllrohre ein.

Bei den Querspanngliedern der Fahrbahnplatte, die häufig über Längenbereiche Lochfraßkorrosion aufwiesen, begünstigte die flache Spanngliedführung und die geringe Spanngliedlänge das weitere Vordringen der Tausalzlösung entlang der Spannstäbe ausgehend von den Spannankern. Für das Vordringen der Tausalzlösung innerhalb der Hüllrohre sprach die Tatsache, daß in Bereichen mit starker Lochfraßkorrosion an den Querspanngliedern, die darüberliegende schlaffe Bewehrung der Fahrbahnplatte trotz geringer Betondeckung nicht korrodiert war.

Die in der Brückenmitte an den Spanngliedern der Hauptträger aufgetretene Lochfraßkorrosion wurde auf das Eindringen der Tausalzlösung in die Hüllrohre an den Hochpunkten des Spanngliedverlaufes im Bereich der Fahrbahnplatte zurückgeführt, von wo aus ein Vordringen zu den Tiefpunkten stattfand. Als Ursachen für das Eindringen der Tausalzlösung in die Spannkanäle wurden mangelhafte Dichtigkeit des Bitumenanstriches, lokale Betoninhomogenitäten und undichte Stellen der Hüllrohre (z.B. Hüllrohrstöße) angegeben.

Der Einfluß unterschiedlicher Einpreßmörtelumhüllung der Spannstäbe wurde auch beim Auftreten der Lochfraßkorrosion deutlich. Es wurde zwar auch Lochfraßkorrosion bei

vollständig verpreßten Spannkanälen bzw. im Bereich 3 des Spanngliedquerschnitts beobachtet, jedoch waren Häufigkeit, flächenmäßige Ausdehnung und Korrosionsgrad wesentlich geringer als bei mangelhafter Umhüllung in den Bereichen 1 und 2.

Bild 46 zeigt ein aus der Brückenmitte entnommenes Spannglied (Nr. 16/O/1) mit Lochfraßkorrosionsschädigung. Die Begrenzung des Korrosionsgebietes durch den Bereich mit dichter Einpreßmörtelumhüllung ist deutlich erkennbar.

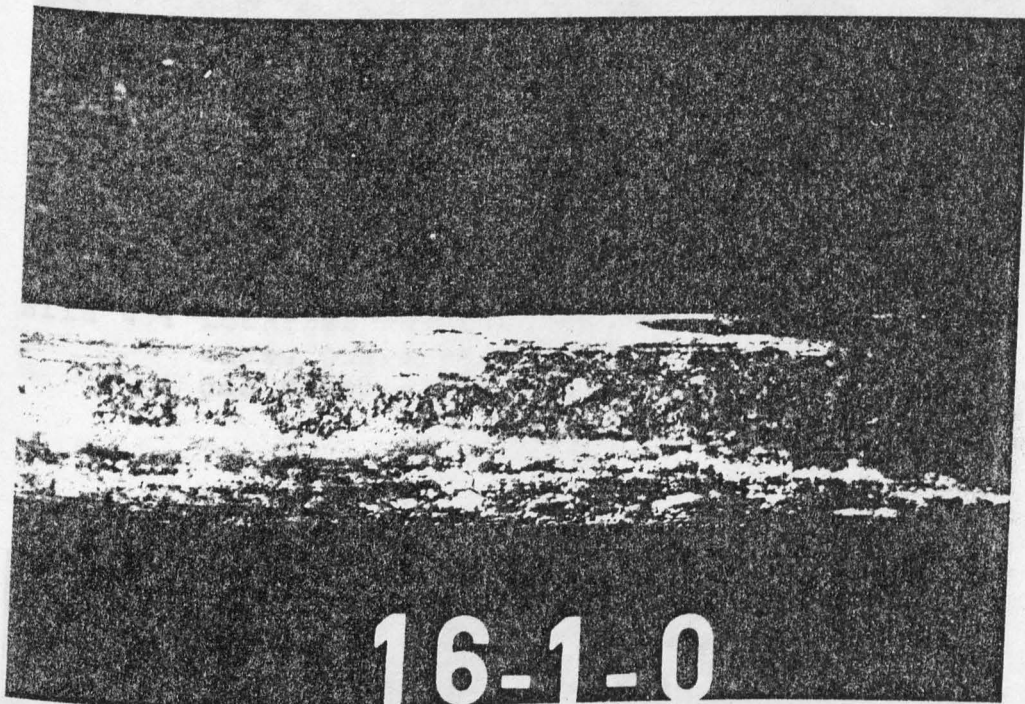


Bild 46: Spannstahl Nr. 16/O/1 mit Lochfraßkorrosion im Bereich fehlender Einpreßmörtelumhüllung

In den Bildern 47 und 48 ist der Abschnitt eines Querspanngliedes aus dem Feldbereich der Fahrbahnplatte abgebildet. Während die Oberseite (Bild 47) im Bereich ungenügender Einpreßmörtelumhüllung an den Kontaktflächen zwischen Spannstahl und Hüllrohrwandung starke Lochfraßkorrosion aufwies, wurden an der Unterseite nur vereinzelte Korrosionsstellen beobachtet.

Bild 49 zeigt das teilweise durchkorrodierte Hüllrohr
eines Längspanngliedes der Fahrbahnplatte, während
Bild 50 das in Hüllrohr liegendes Spannglied mit Lochfraß-

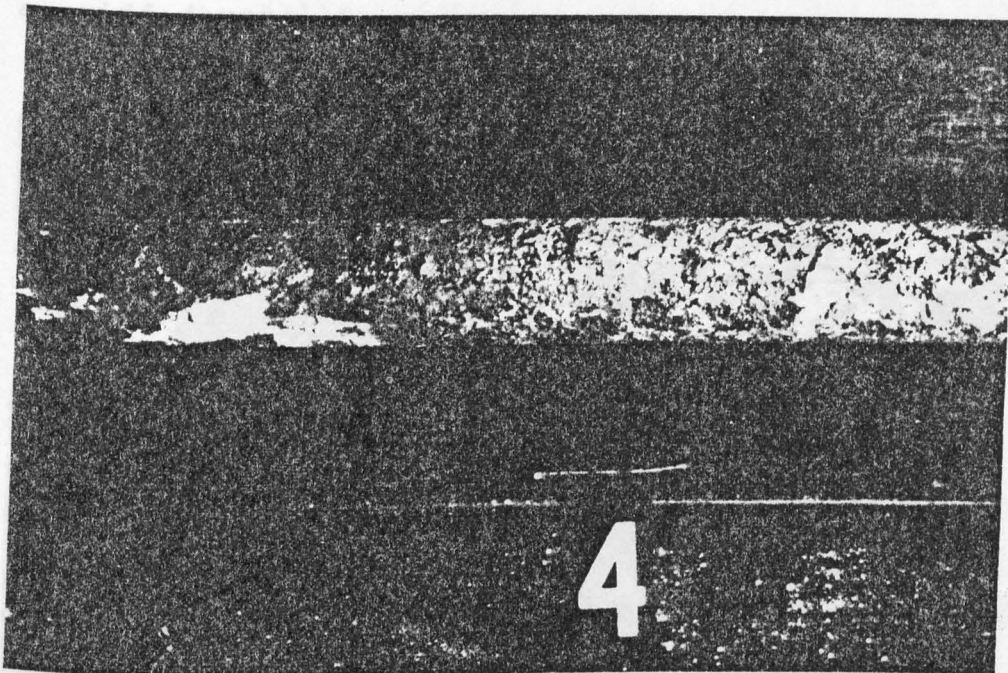


Bild 47: Lochfraßkorrosion an der Oberseite
eines Querspanngliedabschnittes aus
dem Feldbereich der Fahrbahnplatte

Bild 49: Teilweise durchkorrodiertes Hüllrohr
eines Längspanngliedes der Fahrbahnplatte

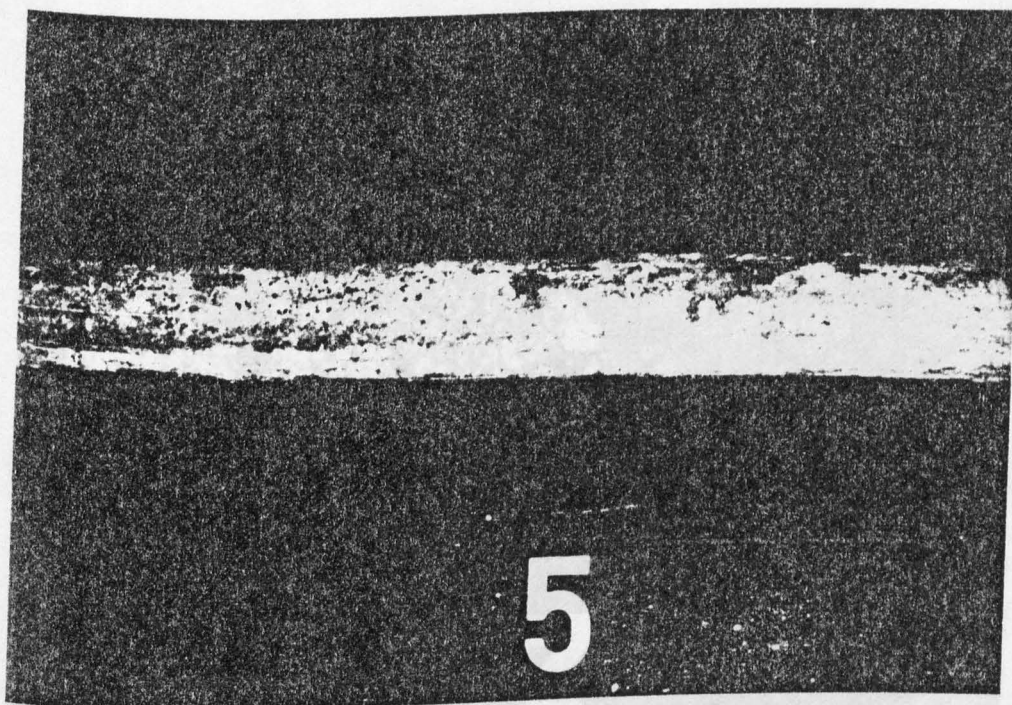


Bild 48: Unterseite des in Bild 47 gezeigten
Spanngliedabschnittes mit vereinzelten
Korrosionsstellen

Bild 49 zeigt das teilweise durchkorrodierte Hüllrohr eines Längsspanngliedes der Fahrbahnplatte, während Bild 50 den im Hüllrohr liegenden Spannstab mit Lochfraßangriff darstellt.

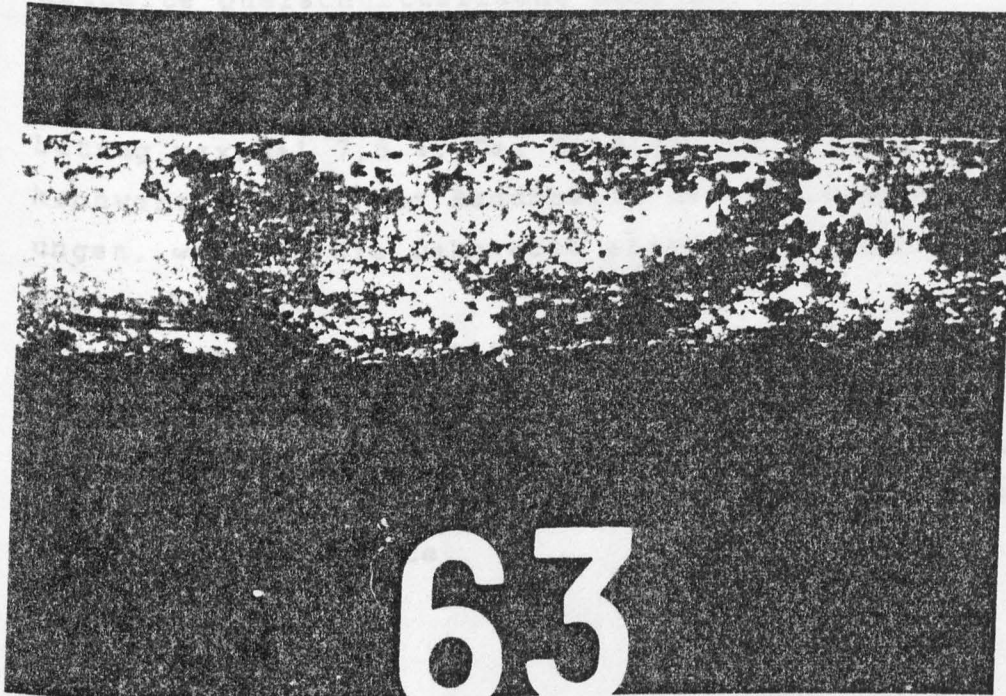


Bild 49: Teilweise durchkorrodiertes Hüllrohr eines Längsspanngliedes der Fahrbahnplatte

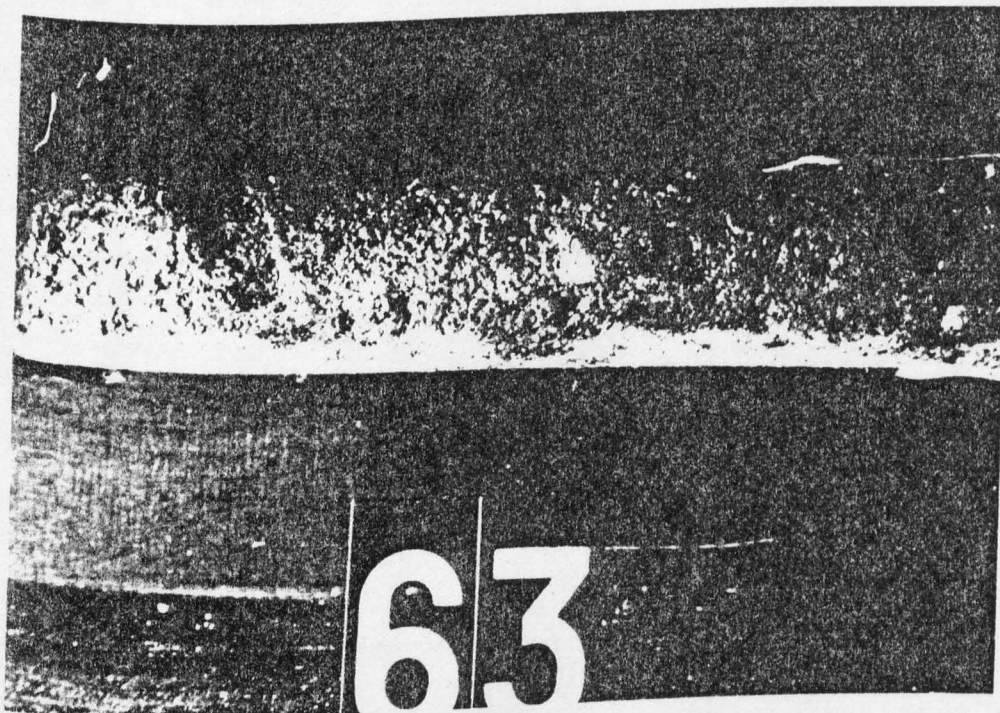


Bild 50: Lochfraßkorrosion am Spannstahl im Bereich des durchkorrodierten Hüllrohres (s. Bild 49).

4.5.2. Zugversuche

An 12 Spannstahlproben mit unterschiedlichen Korrosionsgraden wurden Zugversuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Tabelle XXII zusammengestellt sind. Die Festigkeitskennwerte sind jeweils auf die aus dem Probengewicht ermittelte Querschnittsfläche bezogen.

Die Querschnittsverminderung infolge Korrosionsschädigung betrug maximal 7,8 %. Der Einfluß auf die Festigkeitskennwerte lag in der Bandbreite der üblichen Meßwertstreuungen, während die Dehnwerte einen deutlichen Abfall verzeichneten.

Die Spannstahlproben mit den laufenden Nummern 6, 8, 9, 10 und 12 waren bei den Abbrucharbeiten bereits plastisch verformt worden, was den Spannungs-Dehnungs-Diagrammen zu entnehmen war und sich in den Meßwerten der 0,01 %-Dehngrenze ausdrückte.

4.5.3. Faltversuche

Keine Angaben

Lfd. Nr.	Proben- bezeich- nung	Korro- sions- grad	maximale Querschnitts- verminderung $\Delta S^{+)}$ in %	maximale Narben- tiefe $t_N^{+)}$ in mm	0,01 %-Dehn- grenze $\beta_{0,01}$ in kp mm^{-2}	Streck- grenze $\beta_{0,2}$ in kp mm^{-2}	Zug- festigkeit β_z in kp mm^{-2}	Bruch- dehnung δ_{10} in %	Elastizitäts- modul E in kp mm^{-2}	Lage im Bauteil
1	63/4D/1	0	-	-	58,9	61,7	106,4	12,3	19500	Längsspann- glieder der Fahrbahnplatte
2	64/4D/1	0	-	-	57,3	61,9	109,4	10,8	19300	
3	66/4D/1	0	-	-	58,5	63,1	111,0	10,4	18700	
4	18/7I/2	1	0,1	0,01	59,0	61,8	107,1	10,8	19400	Spannglieder des mittleren Hauptträgers
5	18/0/2	1	0,1	0,01	59,9	65,5	110,8	10,4	19500	
6	F/0/2	3	1,5	0,27	48,5	63,4	111,5	9,6	20300	Längsspannglieder Fahrbahnplatte
7	F/0/2	3	1,8	0,30	58,8	64,8	111,2	8,8	19900	
8	Q2	4	2,7	1,15	36,4	73,8	108,2	8,1	-	Querspannglieder der Fahrbahnplatte
9	Q2	4	2,4	1,20	43,9	67,9	108,1	7,7	-	
10	Q16	4	4,7	1,30	33,0	67,8	111,9	5,8	-	
11	Q1	4	7,6	1,35	56,0	60,7	101,3	3,8	19900	
12	63/3I/3	4	7,8	1,30	33,2	59,0	107,7	3,5	19700	Längsspannglied
Nenn-Kennwerte					55	60	90	7	21000	

⁺⁾ größte Narbentiefe bzw. Querschnittsverminderung für die gesamte Probenlänge

Tabelle XXII: Ergebnisse der Zugversuche an Spannstahl St 60/90 (St 590/885) - \varnothing 26 mm - rund, glatt

4.5.4. Dauerschwingversuche

Die Ergebnisse der an 13 Proben mit unterschiedlichen Narbentiefen durchgeführten Dauerschwingversuche sind in Tabelle XXIII aufgeführt.

Mit zunehmendem Korrosionsgrad der Spannstahloberfläche wurde eine beträchtliche Verringerung der Dauerschwingfestigkeit festgestellt. Während korrosionsfreie Spannstahlproben nach etwa $1,2 \cdot 10^6$ Schwingspielen zu Bruch gingen, wobei der Anriß von Walzriefen ausging, erfolgte der Bruch stark korrodierter Proben im ungünstigsten Fall bereits nach $6,6 \cdot 10^4$ Schwingspielen.

Die Bilder 52 bis 54 zeigen die Bruchflächen der Dauerschwingproben Nr. 2 (korrosionsfrei), Nr. 6 (mit örtlich begrenztem Korrosionsgrad 3) und Nr. 13 (mit starker Lochfraßkorrosion entsprechend Korrosionsgrad 4). An der einzelnen Bruchfläche ist deutlich der Dauerbruchflächenanteil und der Restbruchflächenanteil zu unterscheiden.

Während bei korrosionsfreien und bei örtlich schwach korrodierten Proben nur ein Anriß von einer Walzriefe oder von einer Korrosionsnarbe ausging (vgl. Bild 52 und 53), wurden an stark korrodierten Proben, die über einen größeren Bereich des Stabumfanges den Korrosionsgrad 4 aufwiesen, meist mehrere, in verschiedenen Querschnittsebenen liegende Daueranrisse beobachtet (vgl. Bild 54). Außerdem lagen die Restbruchflächen im Gegensatz zu den rostfreien und zu den örtlich nur schwach korrodierten Proben nicht in einer Ebene und zeigten eine stärkere Zerklüftung. Das Verhältnis von Dauerbruchfläche zu Restbruchfläche war bei den einzelnen Proben sehr unterschiedlich und gab keinen Hinweis auf eine Abhängigkeit vom vorliegenden Korrosionsgrad.

Die REM-Aufnahme der Bruchfläche der Probe Nr. 7 (Bild 55) zeigt deutlich den dortigen Rißausgang an einer durch Lochfraßkorrosion verursachten Narbe ($t_N = 0,3 \text{ mm}$).

Lfd. Nr.	Probenbezeichnung	stärkster Korrosionsgrad	Narbentiefe an der Bruchst. mm	Schwingspielzahl $N \cdot 10^{-3}$	Lage im Bauteil
1	63/4D/1	0	Walzriefe	1171	Längsspannglieder der Fahrbahnplatte
2	66/4D/1	0	"	1269	
3	15/O/1	1	0,01	431	Spannglieder der Hauptträger
4	5/O/1	2	0,10	258	
5	28/7I/1	2	0,10	277	
6	5/7I/1	3	0,25	263	
7	11/O/1	3	0,30	173	
8	28/7D/2	3	0,30	164	
9	63/3I/3	4	1,05	86	Längsspannglieder der Fahrbahn
10	Q/4D	4	1,25	80	Querspannglieder der Fahrbahnplatte
11	Q2	4	1,20	69	
12	Q16	4	1,10	66	
13	Q1	4	1,35	66	

Tabelle XXIII: Ergebnisse der Dauerschwingversuche an Spannstahl St 60/90-Ø 26 mm

Prüfdaten: $\sigma_o = 43,2 \text{ kpmm}^{-2}$, $\sigma_u = 3,7 \text{ kpmm}^{-2}$,
 $2\sigma_A = 39,5 \text{ kpmm}^{-2}$

Prüffrequenz: $n = 6 \text{ Hz}$

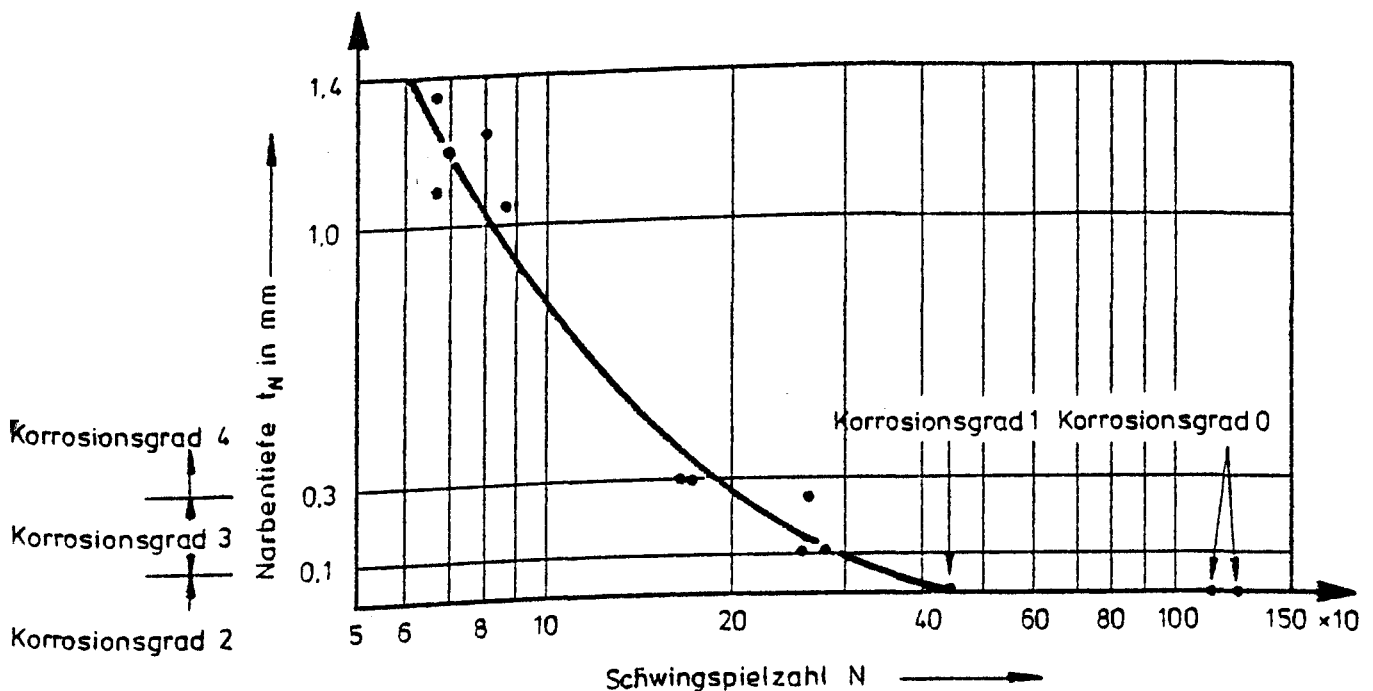


Bild 51: Schwingspielzahl in Abhängigkeit von der Narbentiefe

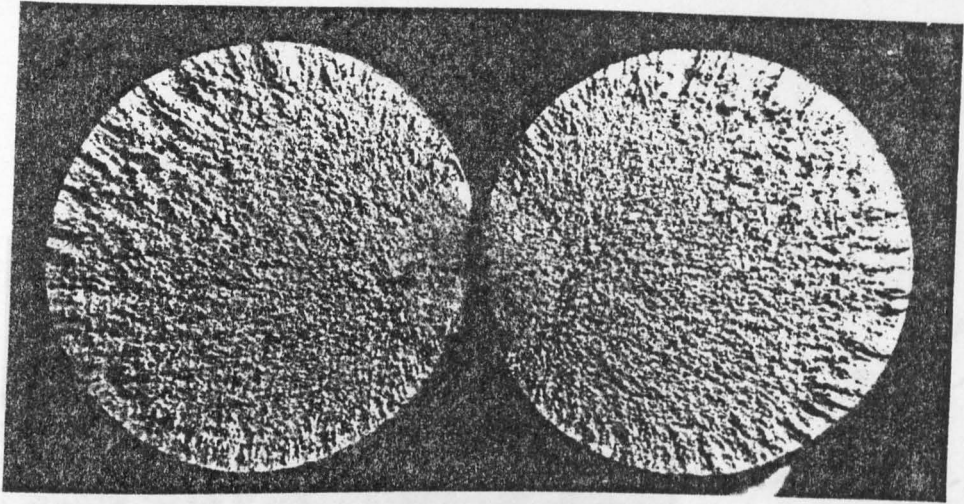


Bild 52: Bruchfläche der Dauerschwingprobe Nr. 2
Korrosionsfreie Spannstaboberfläche; Anriß
von Walzriefe ausgehend, $N = 1,269 \cdot 10^6$

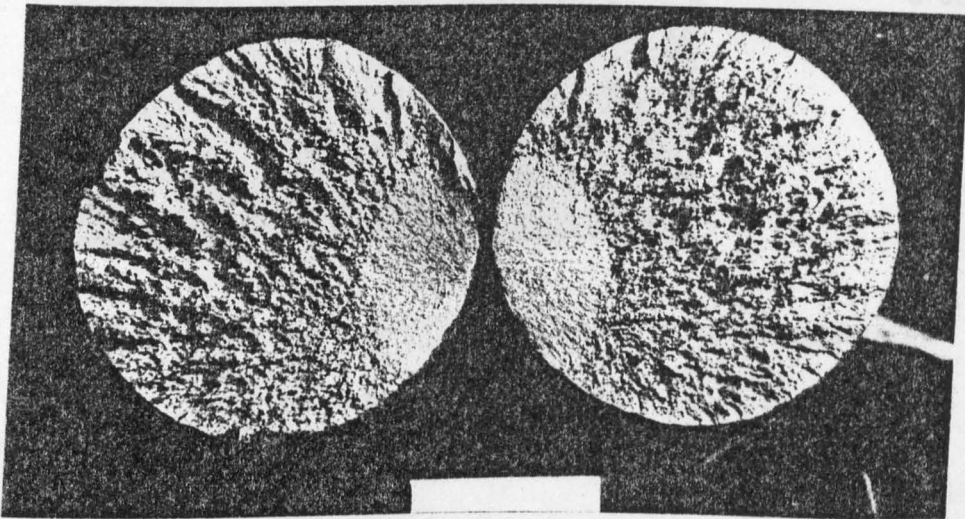


Bild 53: Bruchfläche der Dauerschwingprobe Nr. 6;
Korrosionsgrad 3; Narbentiefe am Anriß
 $t_N = 0,25 \text{ mm}$; $N = 2,63 \cdot 10^5$

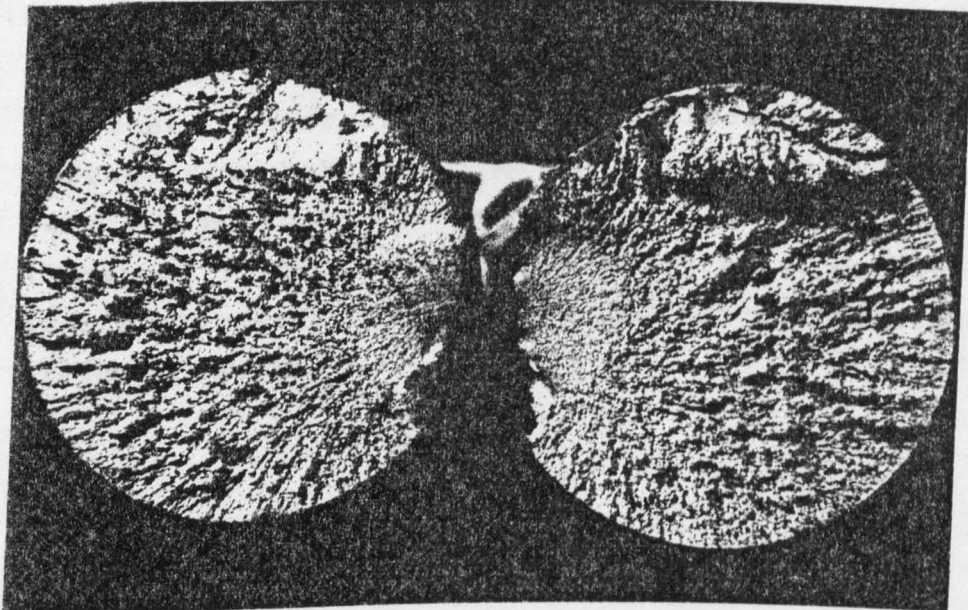


Bild 54: Bruchfläche der Dauerschwingprobe Nr. 13;
Korrosionsgrad 4; Narbentiefe $t_N = 1,35 \text{ mm}$;
mehrere Anrisse; $N = 6,6 \cdot 10^4$

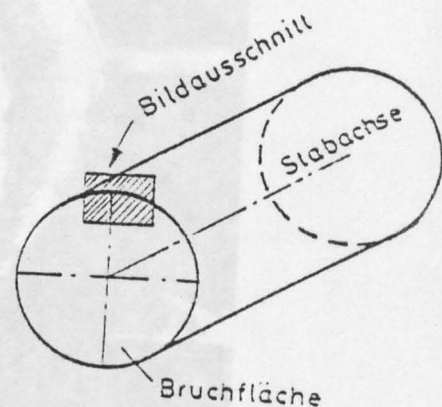
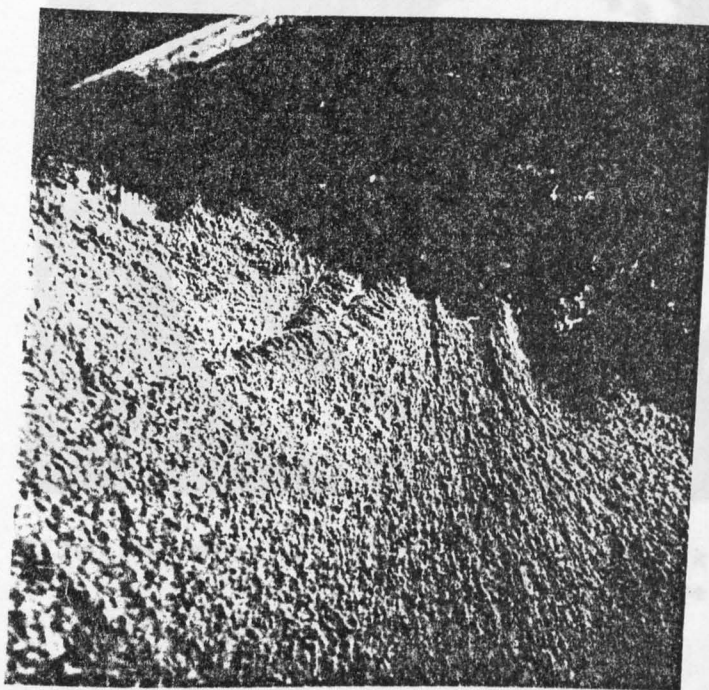


Bild 55: Zone des Bruchbeginns der Dauerschwingprobe Nr. 7;
Narbentiefe am Anriß $t_N = 0,3 \text{ mm}$;
 $N = 1,73 \times 10^5$ Schwingspiele

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Von einem stark korrodierten Abschnitt eines Querspanngliedes der Fahrbahnplatte wurde ein Querschliff angefertigt. Im Schliffbild (Bild 56) sind deutlich die kraterartigen Abtragungen infolge Lochfraßkorrosion zu erkennen. Dieser starke Lochfraßkorrosionsangriff mit Narbentiefen bis zu 1,5 mm war auf die Oberflächenbereiche mit ungenügender Einpreßmörtelumhüllung (Bereiche 1 und 2 in Bild 44) beschränkt. Die übrigen Spannstahloberflächenbereiche zeigten nur vereinzelt kleinere Narben.

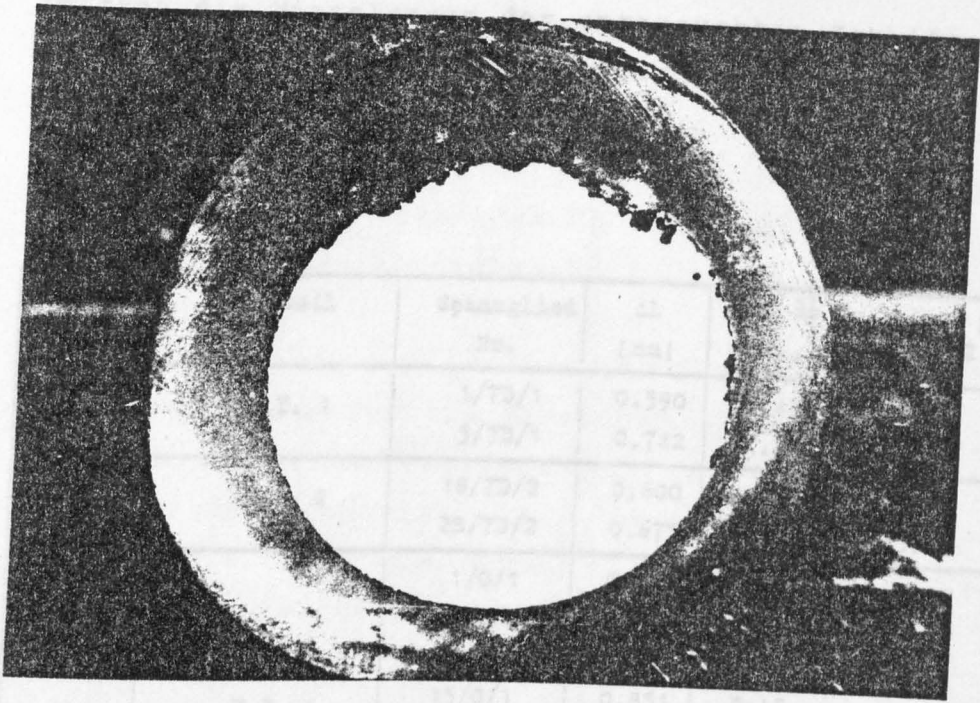


Bild 56: Spannstahlquerschnitt mit kraterartigen Abtragungen infolge Lochfraßkorrosion

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannlieder

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen - die Meßlänge betrug 400 mm - und die errechneten Restvorspannungen der Spannlieder sind in Tabelle XXIV zusammengestellt. Die große Streuung der Vorspannung bei den Einzelspannliedern wurde auf den Ablauf des Spannvorganges nach dem damaligen Stand der Technik zurückgeführt.

In Tabelle XXV sind die Mittelwerte der Vorspannung einzelner Brückenbauteile den Sollwerten der statischen Berechnung gegenübergestellt. Während die Vorspannung der Einzelspannlieder zum Teil erheblich vom Sollwert abwich,

zeigten die Mittelwerte der untersuchten Schnittstellen größtenteils gute Übereinstimmung mit den Werten der statischen Berechnung.

Schnitt	Teilell	Spannglied Nr.	Δl (mm)	$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ (‰)	$\sigma = \varepsilon \cdot E$ (kp-cm ²)
7D	H.T. 1	1/7D/1	0,590	1,48	3100
		5/7D/1	0,742	1,36	3900
	H.T. 2	18/7D/2	0,600	1,50	3150
		28/7D/2	0,675	1,69	3540
0	H.T. 1	1/0/1	0,778	1,95	4080
		5/0/1	0,750	1,38	3940
		11/0/1	0,557	1,39	2920
		15/0/1	0,851	2,13	4470
		2/0/1	0,810	2,03	4250
		6/0/1	0,804	2,01	4220
		14/0/1	0,594	1,49	3120
		16/0/1	0,967	2,42	5080
	H.T. 2	18/0/2	0,767	1,92	4030
		28/0/2	0,725	1,31	3810
7I	H.T. 1	1/7I/1	0,741	1,35	3890
		5/7I/1	0,685	1,71	3600
	H.T. 2	18/7I/2	0,603	1,51	3170
		28/7I/2	0,930	2,33	4380
4I	(Längsvorspg.)	99/4I	0,812	2,03	4260
		100/4I	0,777	1,94	4080
		101/4I	0,765	1,91	4020
		102/4I	0,797	1,99	4130
	Fahrbahnplatte (Quervorspg.)	68	0,768	1,97	4140
		69	1,022	2,56	5370
		70	0,653	1,63	3430

+) Elastizitätsmodul $E = 2,1 \cdot 10^6$ kp cm⁻²

Tabelle XXIV: Ergebnisse der Dehnungsmessungen an Spanngliedabschnitten mit den zugehörigen errechneten Vorspannungen. Spannglieder aus St 60/90-Ø 26,0 mm, rund, glatt

In der Brückenmitte (Schnitt Q) ergaben die Messungen an beiden Hauptträgern im Mittel eine gegenüber der statischen Berechnung um 3 % geringere Vorspannung. Die den Verankerungen benachbarten Schnitte 7J und 7D zeigten bedingt durch den Spannvorgang (Überspannen und Nachlassen) teilweise größere Abweichungen.

Eine Nachrechnung der Kriech- und Schwindverluste nach den "Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen (Fassung: Uni 1973)", die für die geraden Spannglieder Nr. 99 - 102 in der Fahrbahnplatte im Schnitt 4J erfolgte, ergab einen Spannungsverlust infolge Kriechen und Schwinden von 15 %.

Bauteil/Schnitt	Anzahl der Einzelmessungen (vgl. Tab. XXIV)	Istwert (Mittel) $\sigma_{z, \text{rgsk}}$ kp/cm ²	rechnerischer Sollwert $\sigma_{z, \text{rgsk}}$ kp/cm ²	<u>mittl. Istwert</u> <u>Sollwert</u>
E.T.1, Schnitt 0	8	4010	4150	0,97
E.T.2, Schnitt 0	2	3920	4050	0,97
E.T.1, Schnitt 7I	2	3750	3820	0,98
E.T.1, Schnitt 7D	2	3500	3820	0,92
E.T.2, Schnitt 7I	2	4030	~ 3900	1,03
E.T.2, Schnitt 7D	2	3350	~ 3900	0,86
E.T.2, Schnitt 4I	4	4140	4370	0,95
Fahrbahnplatte, Quervorspannung in Brückenachse	3	4310	4210	1,02

Tabelle XXV: Vergleich der gemessenen Vorspannung mit der Sollvorspannung

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Nach 22jähriger Nutzung der Einzelstabstähle aus naturhartem Spannstahl St 60/90 (St 590/885) im Bauwerk waren die mechanisch-technologischen Kennwerte des Zugversuches bei den korrosionsfreien Proben und bei den Proben mit geringer Oberflächenkorrosion, deren Oberflächenabtragungen bis zu 0,01 mm reichten, unverändert. Derartige Proben stammten in der Regel aus völlig verpreßten Hüllrohrbereichen.

Narbentiefen zwischen 0,27 und 0,30 mm an Proben aus unverpreßten Hüllrohrabschnitten wirkten sich allein in der Verringerung der Bruchdehnung um bis zu 17 % aus. Demgegenüber wirkten Narbentiefen bis zu 1,35 mm, die durch Lochfraßkorrosion infolge Cl-Einfluß entstanden waren, auf alle mechanisch-technologischen Kennwerte ein. Während die letztgenannten Narbentiefen die Festigkeitswerte um 5 bis 8 % herabsetzten, wurde die Bruchdehnung um bis zu 67 % gegenüber dem Istwert des unversehrten Materials verringert. Die Bruchdehnung lag damit unter dem geforderten Nennwert.

Mit zunehmenden Narbentiefen in den korrodierten Oberflächenbereichen wurde die Dauerschwingfestigkeit des Spannstahls beträchtlich verringert. Während korrosionsfreier Stabstahl nach etwa $1,2 \cdot 10^6$ Lastspielen brach, wobei der Anriß von Walzriefen ausging, erfolgte der Dauerschwingbruch von korrodiertem Spannstahl mit einer Narbentiefe von 0,30 mm nach $1,64 \cdot 10^5$ und mit einer Narbentiefe von 1,35 mm bereits nach $6,6 \cdot 10^4$ Lastspielen.

Die Vorspannung der Einzelspannglieder wich zum Teil erheblich vom Sollwert ab; die Mittelwerte der Vorspannung in verschiedenen Schnittstellen einzelner Bauteile wiesen hingegen mit einem maximalen Vorspannungsverlust von rund 14 % jedoch eine gute Übereinstimmung mit den statischen Berechnungsunterlagen auf.

Brückenbauwerk Nr. 7

Brücke über den Mittellandkanal

Unterlagen

1. Untersuchungen an ausgebauten Spannbündelabschnitten aus einer Brücke über den Mittellandkanal vom Jahre 1953.
Untersuchungsbericht Nr. 36 083 vom 21. Juli 1977;
Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Werk Rheinhausen,
Qualitätswesen

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

- 1.1. Baujahr
1953

- 1.2. Bauwerkskonstruktion
Keine Angaben

- 1.3. Spannbewehrung
Es handelte sich um eine quer vorgespannte Verbundbrücke

- 1.4. Aufbau der Spannglieder
Es wurde das Spannverfahren LEOBA angewandt. Jedes LEOBA-Spannglied war aus zwei horizontalen Lagen von je 6 Spanndrähten \emptyset 5,2 mm aufgebaut.

- 1.5. Spannstahlsorte
Vergüteter Spanndraht St 1.420/1.570 (St 145/160),
 \emptyset 5,2 mm - rund, glatt

- 1.6. Hüllrohr
Gewelltes, längsgefalztes Blechrohr

1.7. Konstruktionsbeton

Keine Angaben

2. Bauwerksgeschichte

Keine Angaben

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

(wahrscheinlich) 1976. Die Nutzungsdauer betrug damit ca. 23 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Im Zuge der Verbreiterung des Mittellandkanals mußte das Brückenbauwerk abgebrochen werden.

3.3. Art des Abbruches

Keine Angaben

3.4. Probennahme

Von einigen Spanngliedern wurden Abschnitte entnommen. Es standen drei Spanngliedabschnitte von jeweils 750 mm Länge für Werkstoffuntersuchungen zur Verfügung, die die Bezeichnungen N1, B15 und D5 hatten.

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Spannbewehrung

Keine Angaben

4.2. Untersuchung des Betons

Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Der Zustand der untersuchten Hüllrohre wird durch die Bilder 57 - 59 dokumentiert. Von den drei angelieferten Spanngliedabschnitten war das Hüllrohr des Abschnittes B15 an einer Stelle durchgerostet.

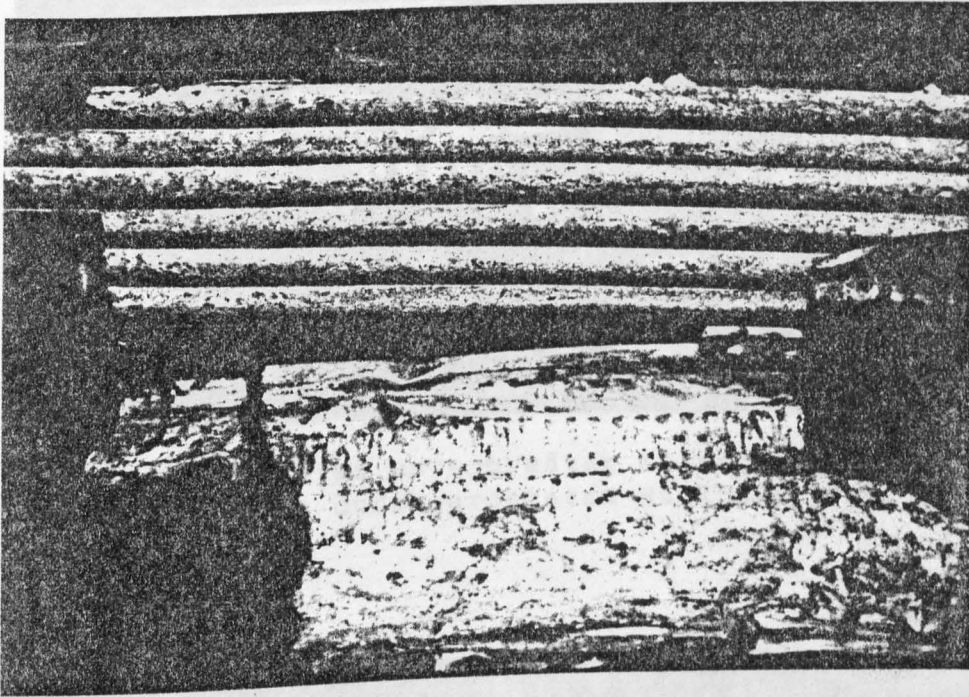


Bild 57: Geöffneter vollständig verpreßter Spanngliedabschnitt N1 (hier ohne Einpreßmörtel)

4.4.2. Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren Keine Angaben

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel Spanngliedabschnitt N1 war vollständig mit Einpreßmörtel ausgepreßt, während die Spanngliedabschnitte B15 und D5 unverpreßt waren.

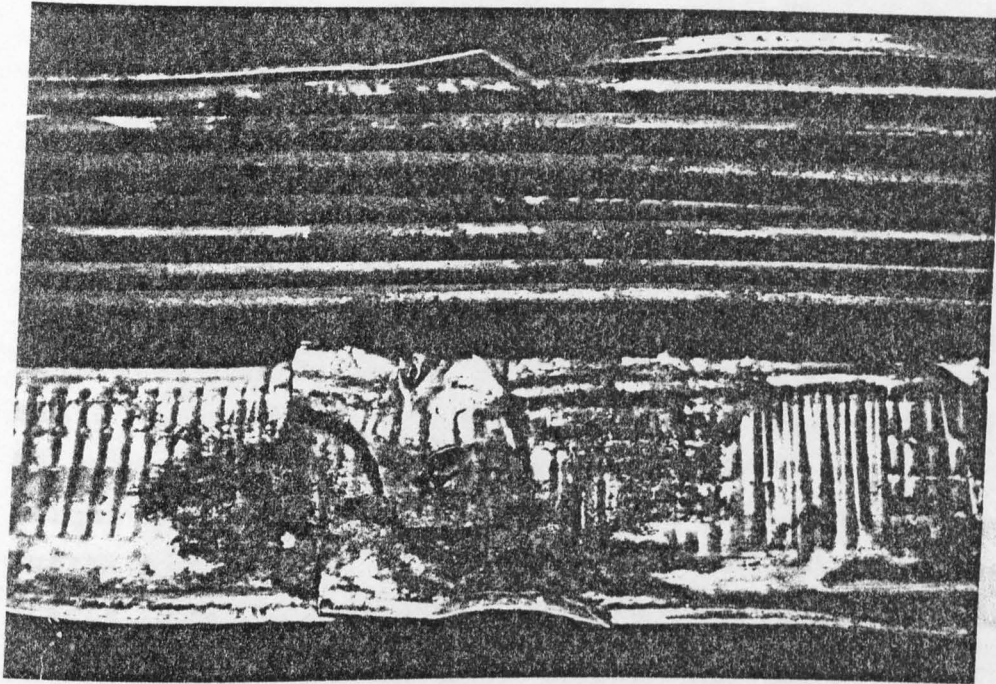


Bild 58: Geöffneter unverpreßter Spanngliedabschnitt
B15 mit durchgerostetem Hüllrohr

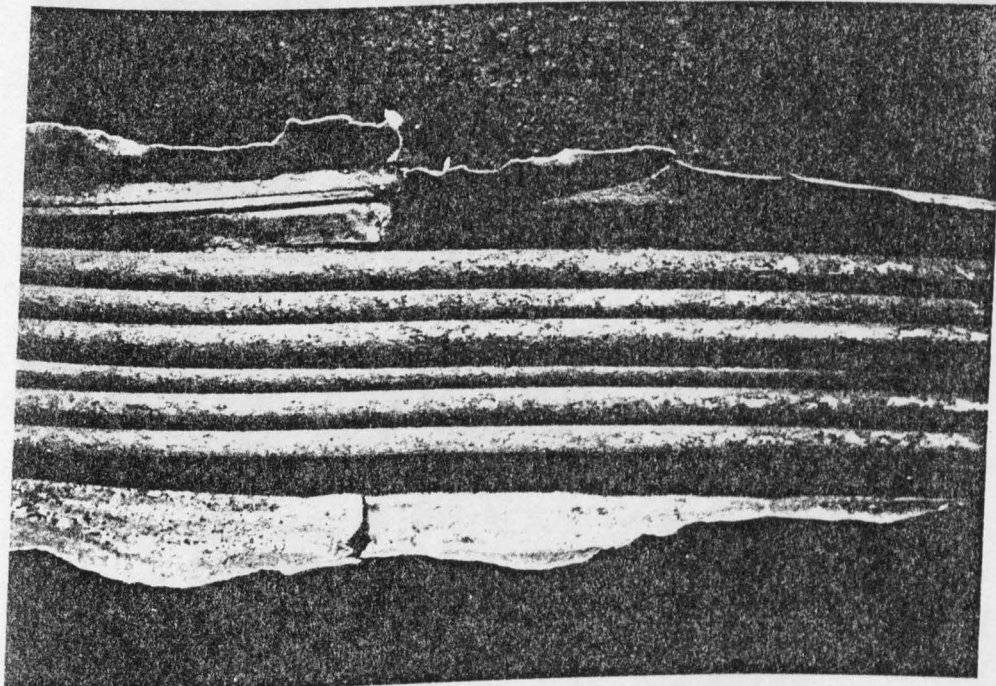


Bild 59: Geöffneter unverpreßter Spannglied-
abschnitt D5

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Die Oberflächenbeschaffenheit der einzelnen Spanndrähte in den drei untersuchten Spanngliedabschnitten ist Bild 60 zu entnehmen. Der unter der anhaftenden Einpreßmörtelschicht sichtbare leichte Korrosionsangriff bei N1 war möglicherweise schon vor dem Einpressen vorhanden. Nach dem Beizen mit einer Sparbeize zeigten die Drahtoberflächen der drei Spanngliedabschnitte unterschiedliche Korrosionsschädigungen. N1 wies gleichmäßig verteilte kleine Korrosionslöcher auf (Bild 61a); D5 hatte deutliche Korrosionsnarben (Bild 61b) und B15 zeigte einen starken Korrosionsabtrag im Bereich des durchkorrodierten Hüllrohres (Bild 61c) sowie ausgeprägte Lochfraßstellen an einigen Stellen (Bild 61d).

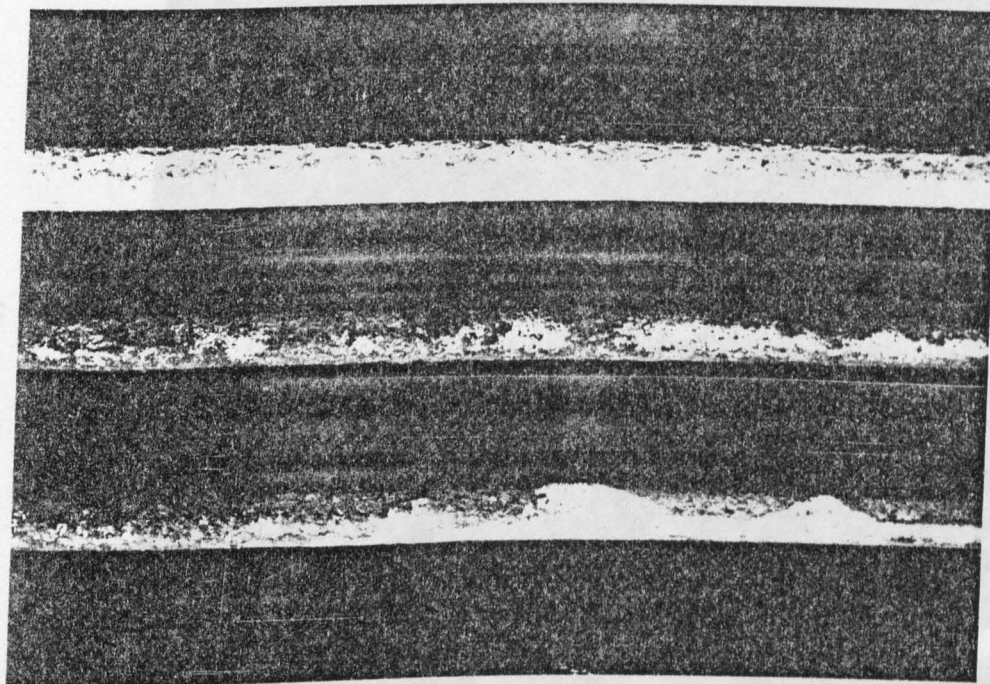


Bild 60: Oberflächenbeschaffenheit der einzelnen Spanndrähte aus den verschiedenen Spanngliedabschnitten

Bild 61a

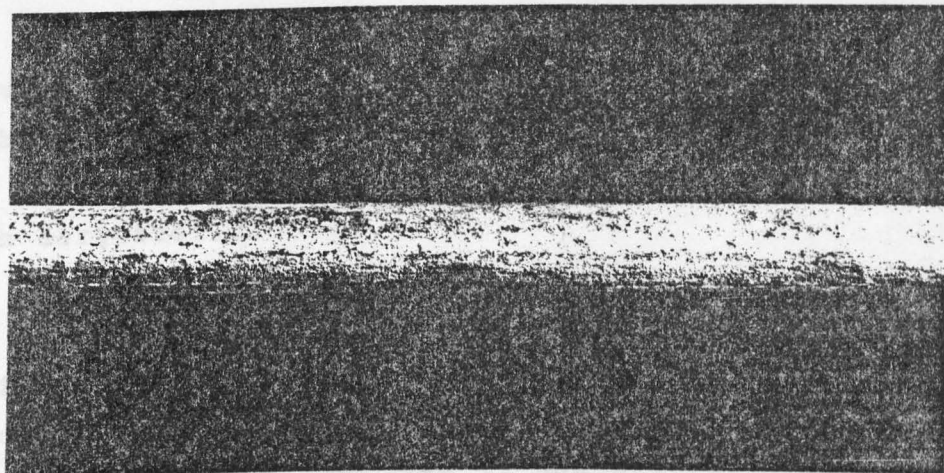


Bild 61b

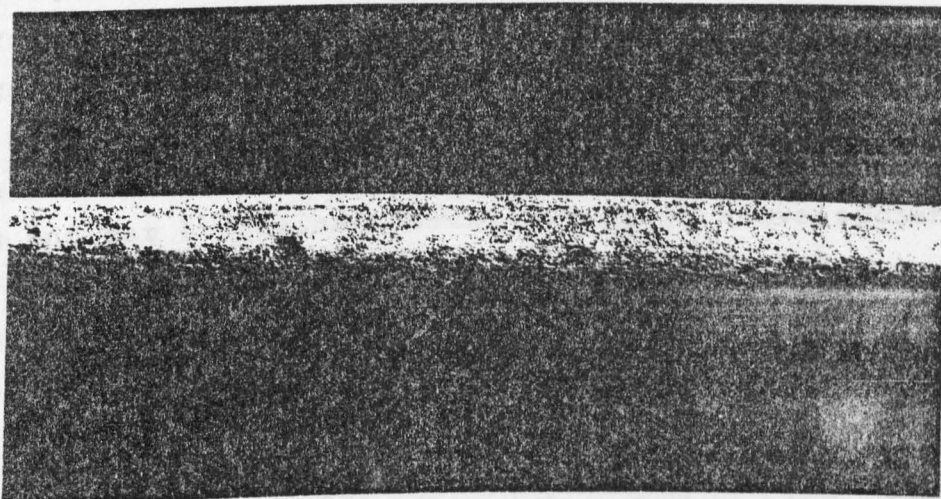


Bild 61c

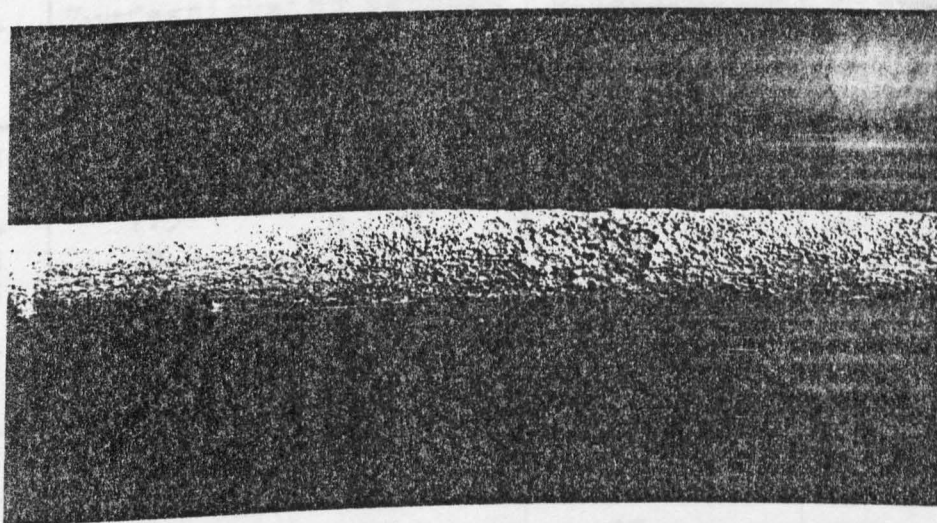


Bild 61d

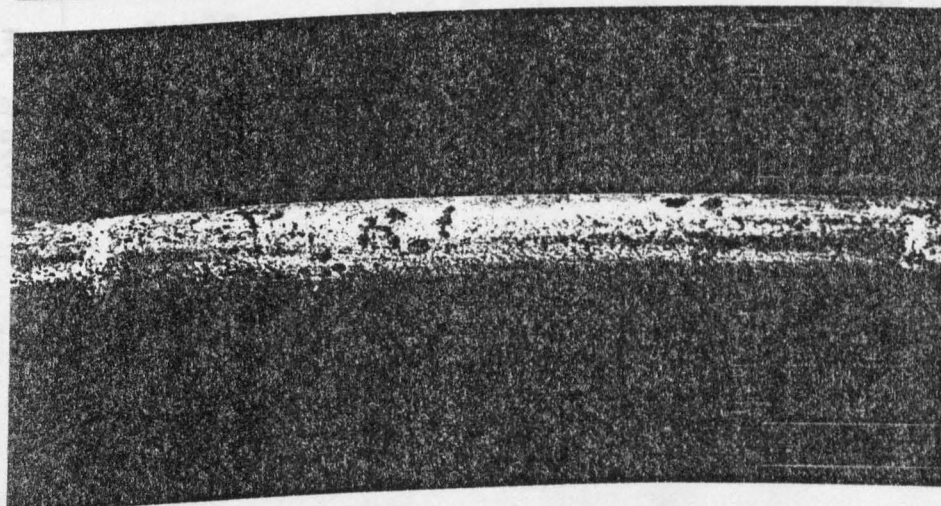


Bild 61a - 61d: Gebeizte Spanndrahtoberfläche

4.5.2. Zugversuche

Die mechanisch-technologischen Kennwerte sind in Tabelle XXVI aufgelistet und in Bild 62 teilweise grafisch dargestellt.

Nur die ermittelten Zugfestigkeitswerte der Drähte des Spanngliedabschnittes N1 dürften denen des Lieferzustandes entsprochen haben. Diese Drahtbrüche gingen vom Zentrum des Drahtquerschnittes aus. Bei D5 und besonders bei B15 wurde die Zugfestigkeit herabgesetzt. Die Bruchausgangsorte der Zugproben waren die Korrosionsnarben an der Spanndrahtoberfläche. Diese Oberflächenschädigungen führten auch zu einer erheblichen Verringerung der Bruchdehnung und der Brucheinschnürung. In allen Zugversuchen traten jedoch Einschnürbrüche und keine Sprödbrüche auf. Es wurden auch keine Anrisse beobachtet, die auf Spannungsrißkorrosion hingedeutet hätten.

Probe-Nr.	Zugfestigkeit N/mm ²	Dehnung A ₁₀ in %	Einschnürung %	Bruchausgang
N 1/ 3	1.563	3,2	37	zentrisch
4	1.574	3,4	37	"
5	-	-	-	-
6	-	-	-	-
D 5/ 3	1.511	5,8	23	von Oberfl.
4	1.532	5,5	22	"
5	-	-	-	-
6	-	-	-	-
B15/ 3	1.423	2,7	25	von Oberfl.
4	1.424	3,4	27	"
5	-	-	-	-
6	-	-	-	-

Tabelle XXVI: Ergebnisse der Zugversuche

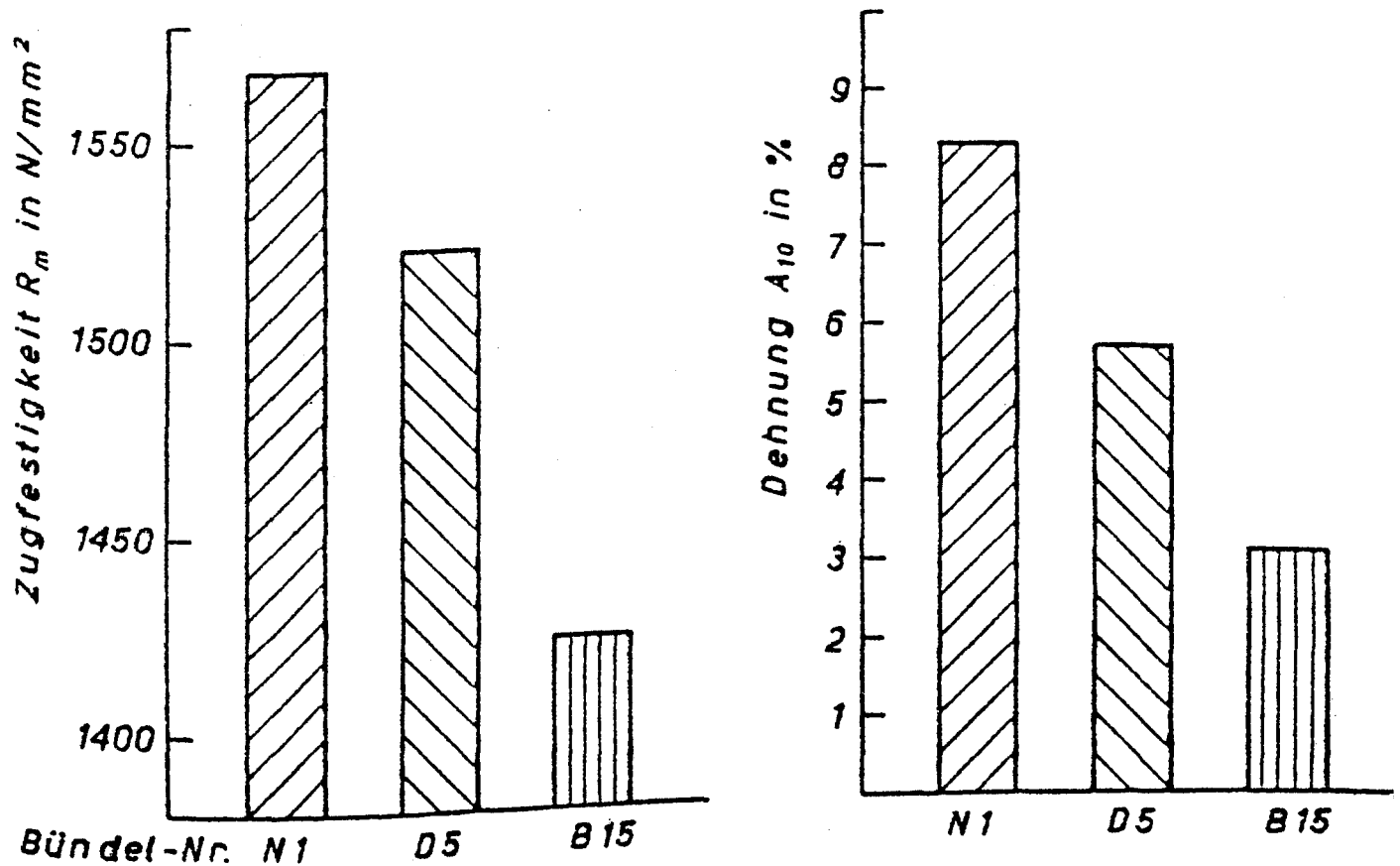


Bild 62: Grafische Darstellung des Einflusses einer unterschiedlichen Korrosionsschädigung auf die Zugfestigkeit und die Bruchdehnung des Spanndrahtes St 1.420/1.570 - \varnothing 5,2 mm - rund, glatt

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Die Biegezahlen der Hin- und Herbiegeversuche (Tabelle XXXVII) zeigten schon bei den Spanndrähten N1 infolge der geringen Oberflächenkorrosion einen Abfall gegenüber der Biegezahl von > 6 des ursprünglichen Lieferzustandes. Bei den Spanndrähten D5 und B15 war das Verformungsvermögen im Hin- und Herbiegeversuch praktisch vollständig erschöpft.

Tabelle XXVII: Biegezahlen der Hin- und Herbiegeversuche

Probe-Nr.	Hin- und Herbiegungen um $D = 6d$
N 1/ 3	-
4	-
5	2, 2, 2, 3, 4
6	2, 4, 3, 3, 4
D 5/ 3	-
4	-
5	0, 1, 0, 0, 0
6	1, 0, 0, 1, 1
B15/ 3	-
4	-
5	0, 0, 0, 2, 0, 1
6	0, 1, 1, 1, 1, 3

4.5.4. Dauerschwingversuche

Die Dauerschwingversuche im Zug-Schwellbereich mit einer Oberspannung von $\sigma_0 = 865 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ($= 0,55 \times \text{Nenn-Zugfestigkeit}$) ergaben die in Tabelle XXVIII zusammengestellten Ergebnisse. Die Meßwerte der Spanndrähte der Spanngliedabschnitte D5 und B15 lagen im Streubereich der Wöhlerlinie A mit einer Schwingbreite $2\sigma_A$ von etwa $50 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$, während die Spanndrähte des Abschnittes N1 noch eine Schwingbreite $2\sigma_A$ von ca. $270 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ertrugen (Wöhlerlinie B), siehe Bild 63. Gegenüber dem Lieferzustand des Spannstahles, der nach Bild 64 bei $\sigma_0 = 0,55 \cdot R_m$ eine Schwingbreite $2\sigma_A = 355 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ bei der Grenz-Lastspielzahl $N_G = 2 \cdot 10^6$ ertrug, war infolge der unterschiedlichen Korrosionsschädigungen an den Spanndrähten eine deutlich Verringerung der Dauerschwingfestigkeit festzustellen. Selbst das Drahtmaterial des vollständig verpreßten Spanngliedabschnittes Nr. 1, das einen nur leichten Korrosionsangriff (Bild 60) aufwies, zeigte einen Abfall in der Schwingbreite von ca. $85 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$.

Probe-Nr.	Unter-spannung N/mm^2	Schwing-breite N/mm^2	Lastspiel-zahl	Bemerkung
N 1/ 7	515	350	31.650	gebrochen von Korn-Loch
9	565	300	104.320	" " " "
12	565	300	176.550	" " " "
10	595	270	30.380	" " " "
11	595	270	5.340.000	nicht gebrochen
8	615	250	2.285.000	" " " "
D 5/ 7	665	200	113.670	gebrochen von Korros.-Loch
9	715	150	142.440	" " " "
11	765	100	320.160	" " " "
12	785	80	262.390	" " " "
10	795	70	459.460	" " " "
	815	50	2.311.000	nicht gebrochen
B 15/ 8	615	250	72.130	gebrochen von Korros.-Loch
7	655	200	210.000	" " " "
9	715	150	120.000	" " " "
10	715	150	166.860	" " " "
11	765	100	161.560	" " " "
12	815	50	491.740	" " " "

Tabelle XXVIII: Ergebnisse der Dauerschwingversuche
mit einer Oberspannung $\sigma_0 = 865 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$

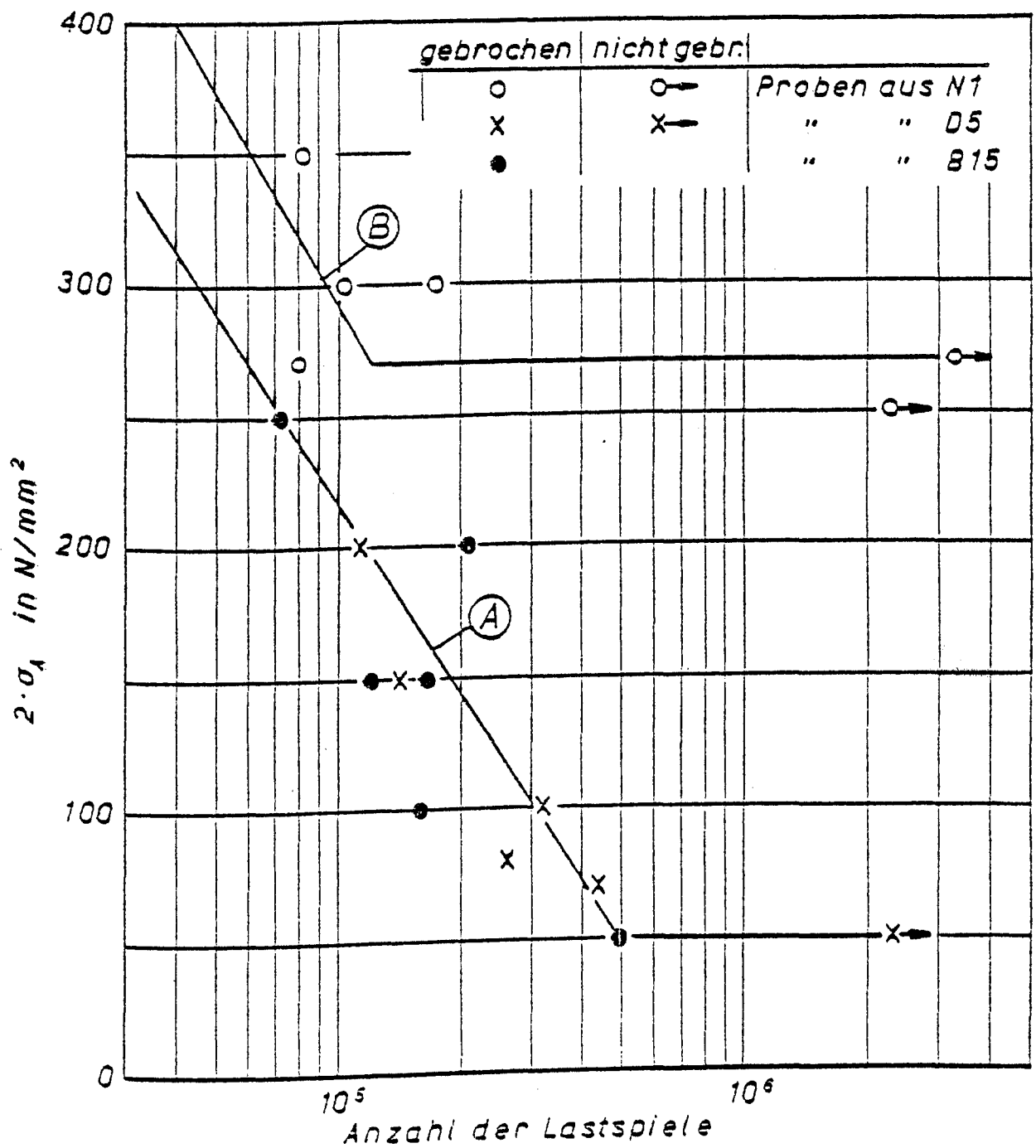


Bild 63: Wöhlerschaubild der Dauerschwingversuche
an ausgebauten Spanndrähten mit $\sigma_0 = 865 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$

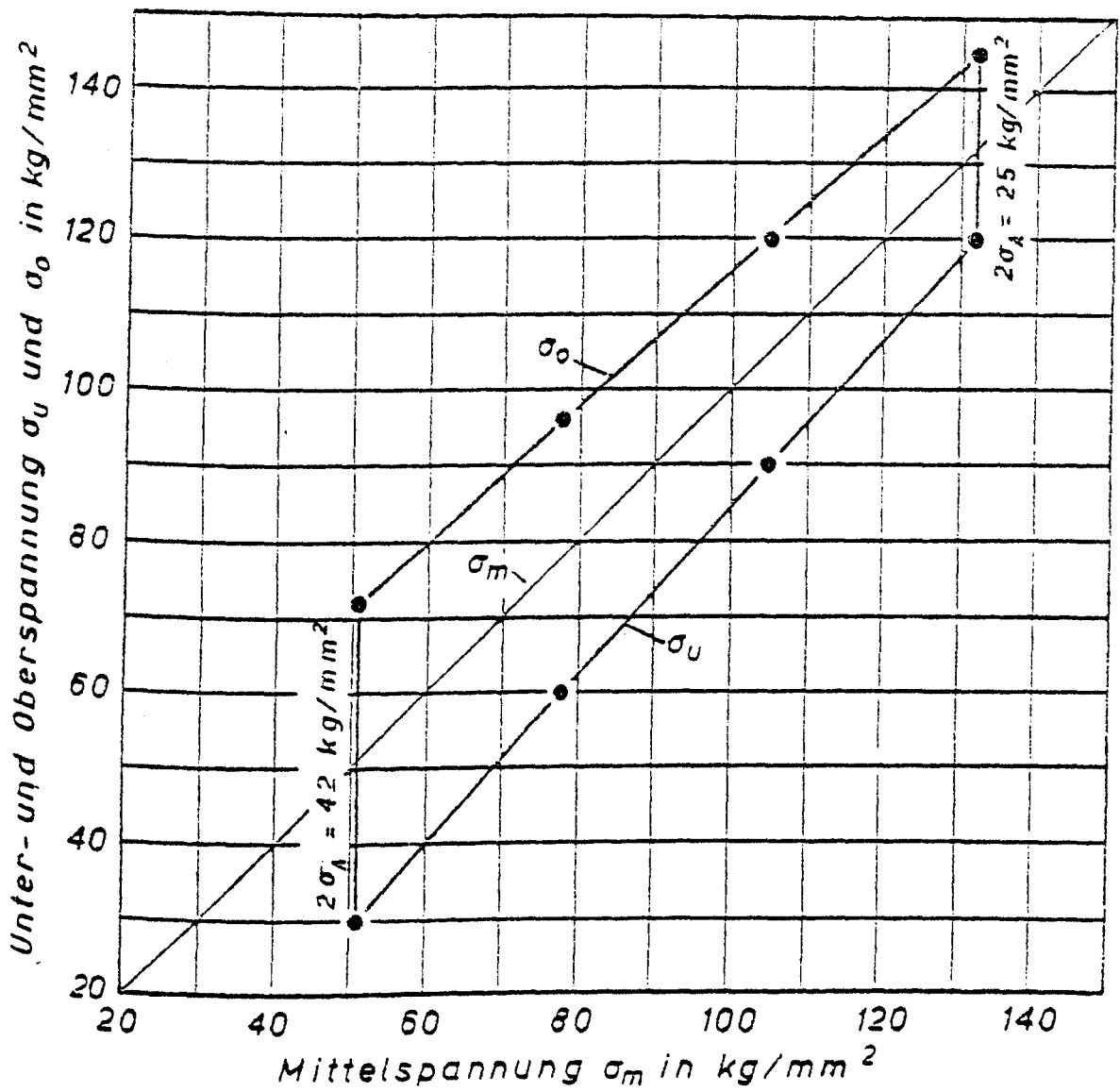


Bild 64: Dauerfestigkeits-Teilschaubild nach SMITH
für vergüteten Spannstahl St 1.420/1.570
- \varnothing 5,2 mm - rund, glatt

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Die chemische Analyse ergab folgende Zusammensetzung
des Spannstahles:

Probe	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Al
N 1/2	0,72	0,79	1,31	0,024	0,020	0,09	0,04	0,04	0,005
D 5/2	0,72	0,78	1,31	0,024	0,020	0,09	0,04	0,04	0,005
B15/2	0,73	0,79	1,31	0,026	0,021	0,09	0,04	0,04	0,005

Nach Angabe des Herstellerwerkes entsprach die chemische Zusammensetzung der Drahtmaterialien der Richtanalyse für den damals produzierten Mn-Si-Spannstahl. Wegen der geringen Streubreite der Analysenwerte könnten sogar alle Drähte aus einem einzigen Ring stammen.

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Keine Angaben

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Der vergütete Spanndraht St 145/160 (St 1.420/1.570) zeigt nach der Entnahme aus dem 23-jährigen Bauwerk (verpreßter Spannkanal) im Zugversuch bedingungsgemäße mechanisch-technologische Kennwerte dieser Festigkeitsklasse. Die Oberfläche des Spanndrahtes wies hier nur "gleichmäßig verteilte kleine Korrosionslöcher" auf. An Spanndrahtoberflächen von Proben aus unverpreßten Hüllrohren waren hingegen "deutliche Korrosionsnarben" vorhanden. Hier zeigte die Zugfestigkeit eine Einbuße von ca. 3 %, während die Bruchdehnung um 31 % und die Brucheinschnürung um 39 % abfielen. Diese Nennwerte der Festigkeitsklasse wurden dann nicht mehr erreicht. Spannstahl mit einem "starken Korrosionsabtrag" sowie "ausgeprägten Lochfraßstellen" - ebenfalls aus einem unverpreßten Hüllrohr - erreichte nur 90,5 % der Zugfestigkeit und 32,5 % der Bruchdehnung eines korrosionsfreien Spanndrahtes.

Die Biegezahlen des Spanndrahtes mit "gleichmäßig verteilten kleinen Korrosionslöchern" an der Oberfläche wurden um ca. 50 % gegenüber denen des korrosionsfreien Spanndrahtes herabgesetzt. Das Formänderungsvermögen der Proben mit "deutlichen Korrosionsnarben" und mit "ausgeprägten Lochfraßstellen" an der Oberfläche war im Hin- und Herbiegeversuch nahezu vollständig erschöpft.

Die Dauerschwingprüfungen mit der konstanten Oberspannung $\sigma_o = 0,55 R_{mN}$ ergaben, daß eine Oberflächenschädigung mit "gleichmäßig verteilten kleinen Korrosionslöchern" bereits zu einer Verringerung der Schwingbreite um 24 % führte. Bei "deutlichen Korrosionsnarben" und "ausgeprägten Lochfraßstellen" an der Spanndrahtoberfläche sank die Schwingbreite auf 15 % des Wertes von korrosionsfreiem Spannstahl für die Grenz-Lastspielzahl $N_G = 2 \cdot 10^6$ ab.

Brücke über die Leine-Rhume-Flutmulde (Bauwerk 2047c) im Zuge
der Bundesautobahn A7, Richtungsfahrbahn Kassel-Hannover

Unterlagen

1. Untersuchungen am abzubrechenden Bauwerk 2047c, Brücke über die Leine-Rhume-Flutmulde im Zuge der A7, Richtungsfahrbahn Hannover-Kassel. Untersuchungsbericht Nr. 78 1881-Ra/CC
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Im Jahre 1953 wurde der östliche Überbau der Bundesautobahnbrücke über die Leine-Rhume-Flutmulde bei Northeim, die Richtungsfahrbahn Kassel-Hannover, errichtet.

1.2. Bauwerkskonstruktion

Es handelte sich um eine durchlaufende Spannbeton-Balkenbrücke mit sieben Feldern von jeweils 40 m Spannweite. Über weitere Bauwerksabmessungen gibt Bild 65 Auskunft.

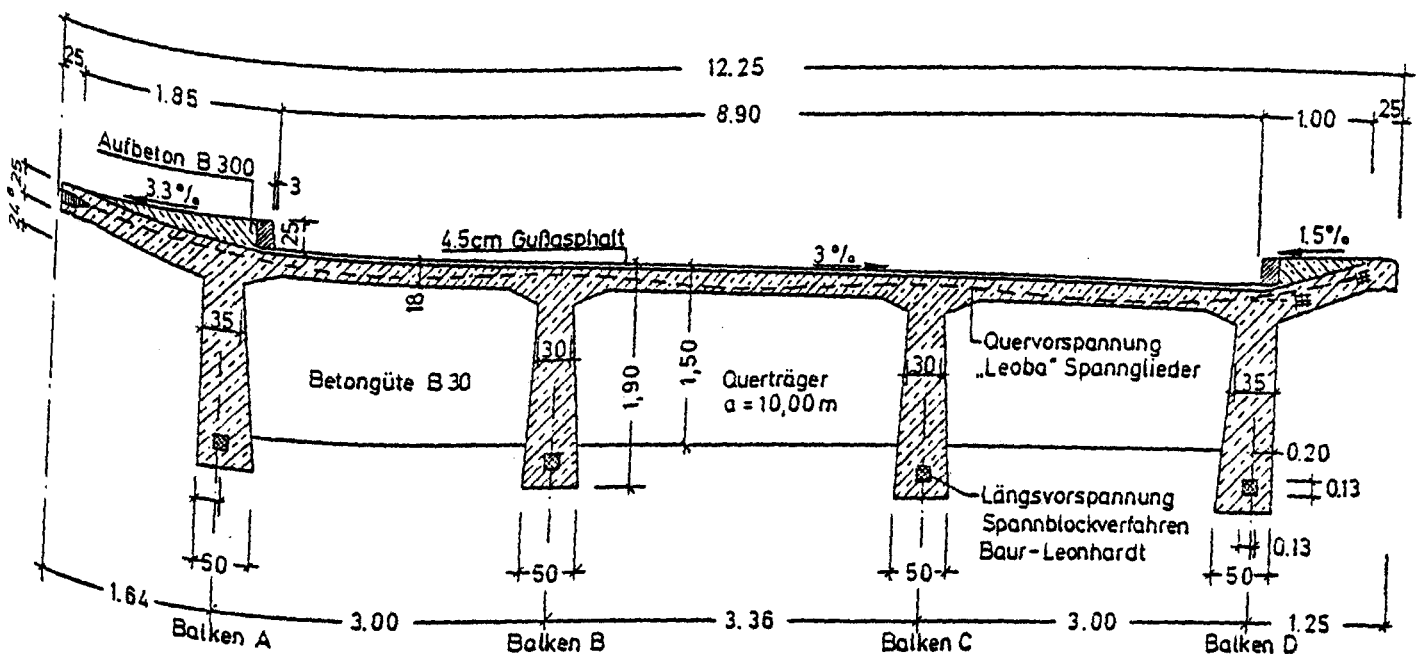


Bild 65: Querschnitt der Brücke über die Leine-Rhume-

Das Brückenbauwerk war sowohl wegen seiner Länge von 280 m zwischen den Endauflagern als auch wegen seiner Krümmung im Grundriß mit einem Radius von 3.000 m bemerkenswert. Außerdem war das Bauwerk seinerzeit die längste Brücke Europas, die mit durchlaufenden Spanndrahtlitzen in einem Zuge vorgespannt worden war.

1.3. Spannbewehrung

Längsvorspannung: Jeder Längsträger war mit einem konzentrierten Spannglied des Systems BAUR-LEONHARDT bewehrt (Bild 65), das über die Gesamtlänge der Brücke verlief und an den Brückenenden mit Spannblöcken vorgespannt wurde.

Quervorspannung: Für die Vorspannung wurden LEOBA-Spannglieder eingesetzt. Die Verankerung erfolgte an der Spannseite durch einen Injektionsanker und an der Gegenseite mit einer umschnürten Hakenverankerung.

1.4. Aufbau der Spannglieder

Längsspannglied: In einem Blechkanal (Hüllrohr) waren 169 Spanndrahtlitzen, geordnet in 13 Lagen, zu einem konzentrierten Spannglied zusammengefaßt.

Querspannglied: Ein LEOBA-Spannglied bestand aus 12 Spanndrähten \varnothing 5,2 mm, die in zwei horizontalen Lagen von je 6 Drähten angeordnet waren.

1.5. Spannstahlsorten

Längsspannglied: 7dräht. Litze St 1.570/1.770 (St 160/180)
- \varnothing 3/8" - Einzeldrahtdurchmesser \varnothing 3 mm

Querspannglied: Vergüteter Spannstahl St 1.420/1.570
(St 145/160) - \varnothing 5,2 mm - rund, glatt

1.6. Hüllrohre

Längsspannglied: Ein quadratischer Blechkasten von
130 mm Seitenlänge

Querspannglied: Ein rechteckiges Blechhüllrohr (Bild 67)

1.7. Konstruktionsbeton

Für den Beton war die Festigkeitsklasse B30 gefordert.

2. Bauwerksgeschichte

Der Überbau wurde in sieben Abschnitten in der Zeit vom 14.10. bis 29.10.1953 betoniert. Etwa vier Wochen nach dem Betonieren des letzten Abschnittes wurde die Längsspannung aufgebracht. Beim Betonieren traten Schwierigkeiten bei der Verdichtung auf.

Anfang 1954 wurde die Brücke dem Verkehr übergeben. Einige Monate später wurden streckenweise Längsrisse registriert, die den Spanngliedlagen folgten. Außerdem wurden im Jahre 1968 an mehreren Auflagern senkrechte Risse entdeckt, die von der Trägerunterkante bis etwa zur Trägermitte verliefen.

Aufgrund dieser Schäden und der Tatsache, daß die Brücke in manchen Feldern unter Verkehrslasten stärker als üblich durchzuschwingen schien, wurde im September 1969 eine Untersuchung und Begutachtung des Brückenbauwerkes durchgeführt. Die gutachterliche Stellungnahme sprach von sehr unregelmäßigem Bauwerksbeton und einer mangelhaften Ausführung. Die Festigkeiten des Betons reichten jedoch aus, um die Standsicherheit des Bauwerkes zu gewährleisten. Die Spannglieder schienen in einem einwandfreien Zustand zu sein. Es wurden Sanierungsmaßnahmen empfohlen, um einer weiteren Korrosionsschädigung der schlaffen Bewehrung vorzubeugen und die Nutzungsfähigkeit des Brückenbauwerkes zu erhalten. Im Jahre 1973 wurden daraufhin folgende Sanierungsarbeiten durchgeführt:

- a) Ausflickern der größeren Betonfehlstellen (Lunkerstellen) mit Zementmörtel,
- b) bereichsweises Aufbringen einer Kunstharzbeschichtung.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

November und Dezember 1977. Die Nutzungsdauer des Überbaus betrug 23 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Grunderneuerung des Bauwerks

3.3. Art des Abbruches

Der Abbruch erfolgte durch eine getrennte Sprengung der einzelnen Brückenfelder

3.4. Probennahme

Die Entnahme von Proben und die Untersuchungen am Bauwerk wurde in der Zeit von Juni bis September 1977 durchgeführt.

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Die gemessene Betondeckung der Querspannglieder in der Fahrbahnplatte lag zwischen 7,5 und 13 cm.

Im Bereich der Querspannglieder war der Beton gut verdichtet und besaß einen guten Verbund mit den Hüllrohren.

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Die gemessenen Druckfestigkeiten der Bohrkerne, die in waagerechter Richtung aus den Stegen und in senkrechter Richtung aus der Platte entnommen wurden, sind in Tabelle XXIV zusammengestellt. Die Güteprüfung von insgesamt 21 Probewürfeln, die während der Bauausführung hergestellt und im Alter von 28 Tagen geprüft worden

Bauteil	-	Platte	Längsträger
Entnahmerichtung	-	senkrecht	waagrecht
Zahl der geprüften Einzelproben	-	13	40
mittlere Rohdichte im lufttrockenen Zustand	kg/dm ³	2,28	2,29
Würfeldruckfestigkeit:			
Mittelwert	N/mm ²	58,7	52,7
Streuung	N/mm ²	4,6	8,7
5%-Fraktile	N/mm ²	49,2	38,6
Nacherhärtung in % der 28-Tage-Festigkeit	%	158	142

Tabelle XXIV: Druckfestigkeit des ca. 24 Jahre alten Betons (Ergebnisse von Bohrkernprüfungen)

sind, ergab seinerzeit eine mittlere Druckfestigkeit von $364 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 37,1 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ (5 %-Fraktile: $283 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 28,8 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$). Der 24 Jahre alte Beton hatte eine Nacherhärtung um 58 bzw. 42 % erfahren. Die im Vergleich zum Beton des Längsträgers höhere Festigkeit und geringere Streuung der Einzelwerte des Plattenbetons wurde mit der besseren Frischbetonverdichtung der Platte erklärt.

Die Spaltzugfestigkeit des Betons wurde stichprobenartig von Bohrkernresten bestimmt. 35 Einzelprüfungen ergaben eine mittlere Spaltzugfestigkeit von $37,3 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 3,8 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$, deren Streuung $5,4 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 0,55 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ betrug.

4.2.3. Betonporosität

Der Beton war teilweise sehr schlecht verdichtet. An den Seitenflächen und an den Unterseiten der Längs- und Querträger traten an vielen Stellen Poren und Lunker im Beton auf.

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

An den Spaltflächen außenliegender Bohrkerne wurde die Karbonatisierungstiefe im Beton der Längsträger bestimmt. Die Karbonatisierung war in den senkrechten Trägerflächen bis zu Tiefen zwischen 1 und 30 mm fortgeschritten, wobei die Durchschnittstiefe ca. 10 mm betrug. Die Karbonatisierungstiefe der Außenfläche des Längsträgers, der im Jahre 1973 eine Kunststoffbeschichtung erhielt, war nicht auffällig geringer. Eine Stichprobenprüfung der Karbonatisierungstiefe des Fahrbahnplattenbetons unter dem Gußasphaltbelag ergab 1 - 3 mm.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Der Chloridgehalt des Betons der Fahrbahnplatte wurde jeweils an einem Bohrkern pro Brückenfeld bestimmt. Die Bohrkerne sind jeweils oberhalb eines Querspanngliedes entnommen worden. Der mittlere Chloridgehalt betrug unterhalb des Gußasphaltbelages in 0 - 5 cm Tiefe 0,080 Masse-% und in 5 - 10 cm Tiefe 0,031 Masse-% bezogen auf das Betongewicht. Im Bereich von 0 - 5 cm Tiefe wurde damit der heute höchstzulässige Chloridgehalt von 0,033 Masse-% wesentlich überschritten. Das relativ hohe Chloridionen-Angebot war auf Tausalzeinwirkungen zurückzuführen.

Tiefe unter OK Beton in cm	Chloridgehalt in Gew.-% in Proben aus Bohrkernen aus den Brückenfeldern Nr.						
	1	2	3	4	5	6	7
0 - 5	0,068	0,048	0,063	0,097	0,106	0,082	0,095
5 - 10	0,023	0,025	0,026	0,039	0,041	0,028	0,036

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Längsspannglieder: Keine Angabe

Querspannglieder: Außenseitig waren die freigelegten Hüllrohre insgesamt leicht korrodiert, während sie innenseitig nur an den jeweiligen Kontaktstellen mit Spanndrähten Korrosion aufwiesen (Bild 66).

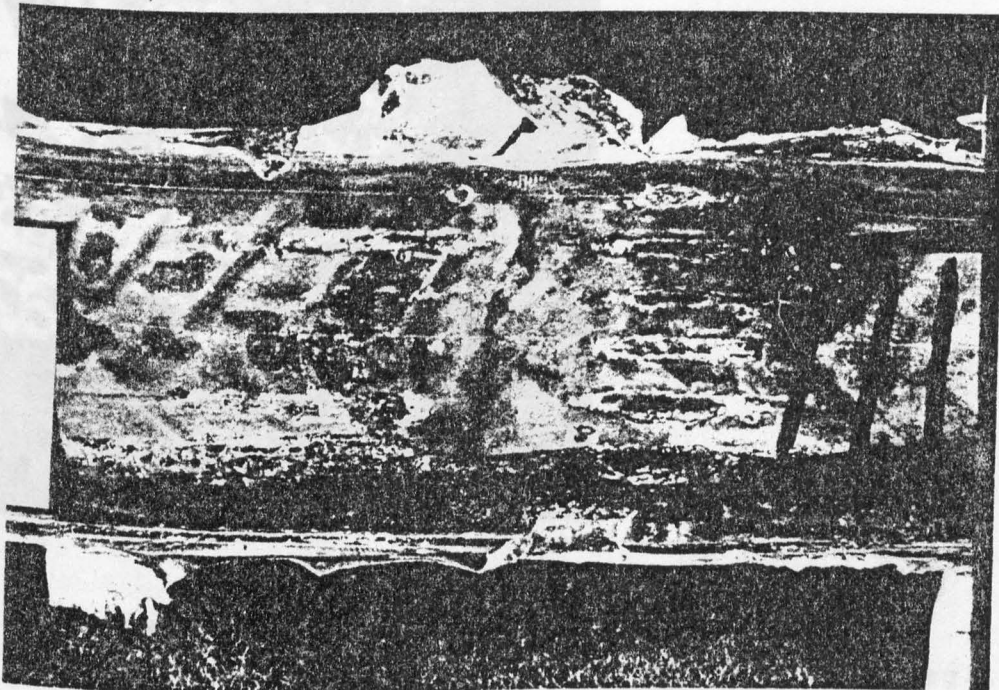


Bild 66: Korrodierte Kontaktstellen zwischen Hüllrohr und Spanndrähten an der Hüllrohrinnenwandung eines Querspanngliedes

4.4.2. Lage der Spanndrahtlitzen und der Spanndrähte in den Hüllrohren

Längsspannglieder: Keine Angaben

Querspannglieder: Die in Bild 67 dargestellte ungeordnete Lage der Spanndrähte wurde in drei von neunzehn geöffneten Hüllrohren vorgefunden; sie hatte eine unvollständige Umhüllung der Spanndrähte mit Einpreßmörtel zur Folge.

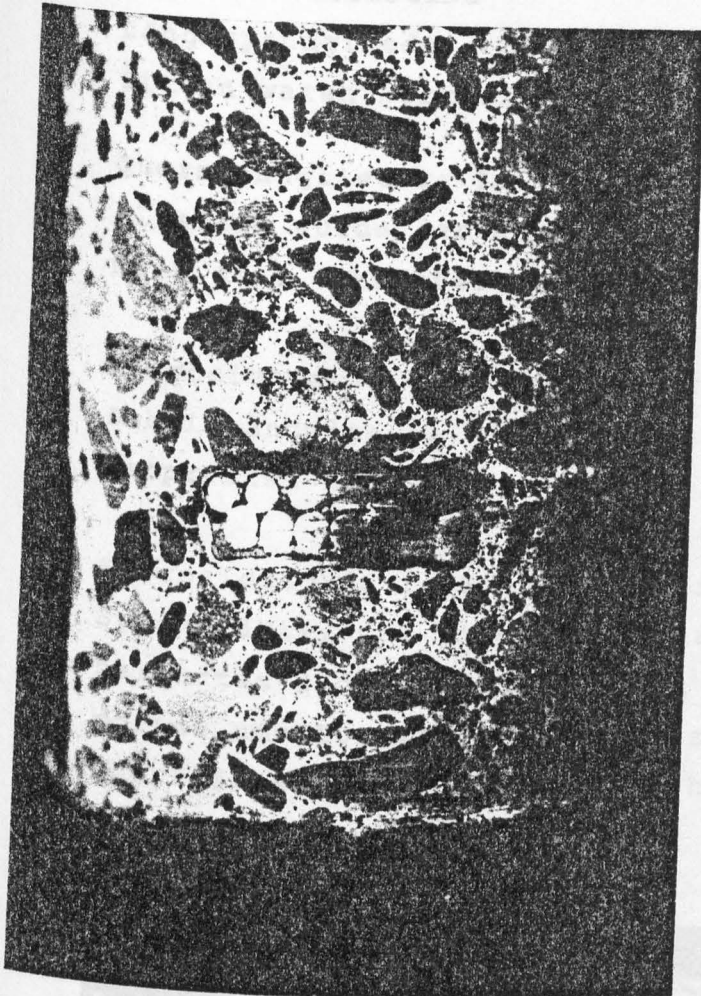


Bild 67:

Ungeordnete Lage der
Spanndrähte im Hüllrohr-
querschnitt

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel
Längsspannglieder: Bereichsweise geöffnete Spannglieder wiesen durchweg einen guten Füllungsgrad und eine gute Umhüllung der einzelnen Spanndrahtlitzen mit Einpreßmörtel auf.

Querspannglieder: Von den 19 geöffneten Hüllrohren war eines gar nicht ausgepreßt und vier nur zum Teil mit Einpreßmörtel gefüllt. Auch in gut verpreßten Hüllrohren wurden auffällig viele Luftblasen im Einpreßmörtel festgestellt.

4.5. Untersuchung der Spanndrahtlitzen und der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Längsspannglieder: Die Oberflächen der freigelegten Litzen waren korrosionsfrei.

Querspannglieder: Bei den neunzehn freigelegten Spanngliedern wurde der Oberflächenzustand der Spanndrähte nach drei verschiedenen Korrosionsgraden unterteilt.

Korrosionsgrad 0: Korrosionsfreie Spanndrähte.
Dabei handelte es sich um Spanndrähte aus vollständig verpreßten Hüllrohren.

Korrosionsgrad I: Spanndrähte mit Korrosionsstreifen.
Spanndrähte, die sich untereinander oder das Hüllrohr berührten und demzufolge nicht vollständig mit Einpreßmörtel umhüllt waren, besaßen streifenartig angeordnete Oberflächenkorrosionsstellen ohne Korrosionsnarben (Bild 68).

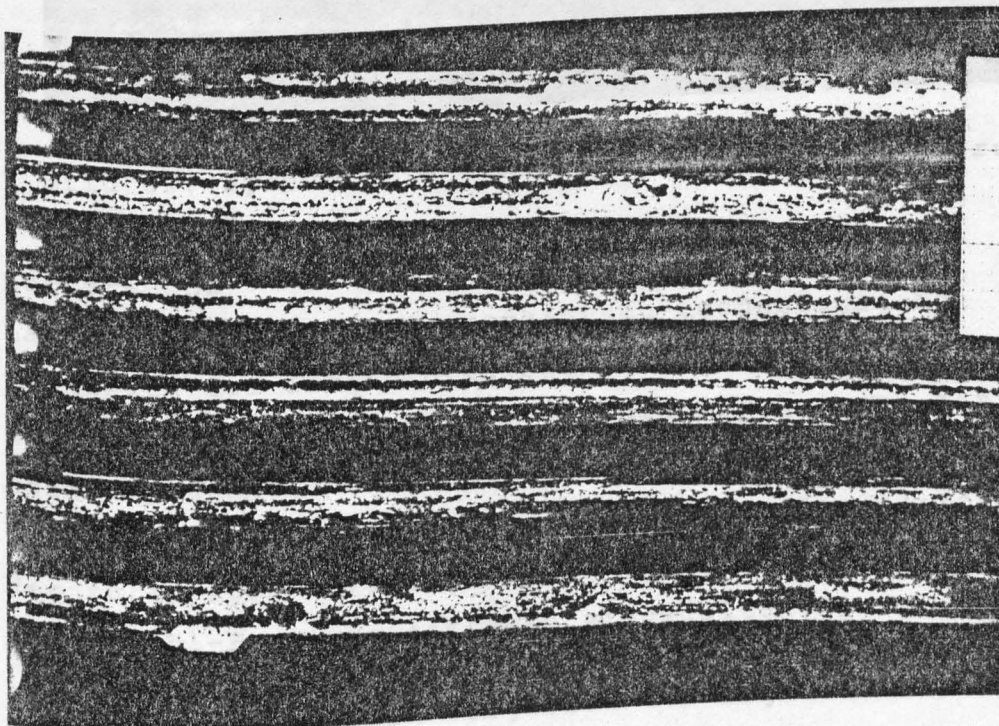


Bild 68: Spanndrähte der unteren Lage eines vollständig verpreßten Hüllrohres mit Korrosionsstreifen an den Berührungsflächen

Korrosionsgrad II: Spanndrähte mit vollständiger
Oberflächenkorrosion.

Spanndrähte, die aus teilweise verpreßten und aus vollständig unverpreßten Hüllrohren stammten, waren an der Oberfläche vollständig korrodiert und wiesen auch vereinzelte Korrosionsnarben auf (Bild 69).

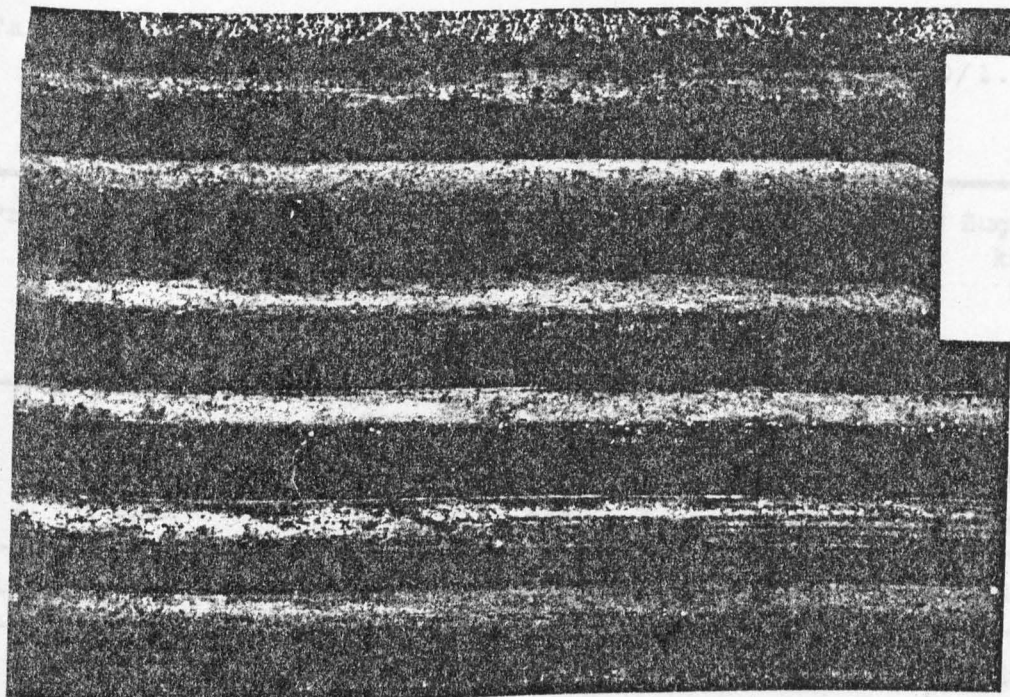


Bild 69: Spanndrähte eines unverpreßten Hüllrohres

4.5.2. Zugversuche

Längsspannglieder: Die mechanisch-technologischen Kennwerte der ausgebauten Spanndrahtlitzen wurden an drei Abschnitten überprüft und den Ergebnissen der Abnahmeprüfung des Herstellers aus dem Lieferjahr 1953 in Tabelle XXX gegenübergestellt. Unter Berücksichtigung der zulässigen Streuung wurden die Nennwerte dieser Spannstahl-Festigkeitsklasse eingehalten.

Querspannglieder: Ein Vergleich der Ergebnisse von Zugversuchen an korrodierten und korrosionsfreien Spannstählen ergab für die korrosionsbehafteten Proben einen geringen Abfall der 0,2 %-Dehngrenze und der Zugfestigkeit gegenüber den entsprechenden Werten der korrosionsfreien Proben (Tabelle XXXI).

Prüfdatum	Proben- anzahl	E-Modul E in kN·mm ⁻²	0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2}$ in N·mm ⁻²	Zugfestigkeit R_m in N·mm ⁻²
Sept. 55	5	190,2	1546	1946
Juni 77	3	194	1709	1976

Tabelle XXX: Mechanisch-technologische Kennwerte der
ausgebauten Spanndrahtlitze St 1.570/1.770

Proben Nr.	Oberflächen- zustand	Durch- messer d in mm	E-Modul E in kN/mm ²	0,2%-Dehngrenze $R_{p0,2}$ in N·mm ⁻²	Zugfestig- keit R_m in N·mm ⁻²
1	korrosions- frei	5,24	206	1461	1586
2		5,23	205	1471	1643
3		5,23	207	1443	1620
Mittel		5,23	206	1458	1615
4	vollständig korrodiert	5,23	202	1420	1569
5		5,24	204	1447	1572
6		5,25	200	1386	1534
Mittel		5,24	202	1416	1557
Lt. Abnahmezeugnis v. 06.08.53			205	1550	1657

Tabelle XXXI: Mechanisch-technologische Kennwerte der
ausgebauten Spanndrähte St 1.420/1.570
(St 145/160)

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche
Keine Angaben

4.5.4. Dauerschwingversuche

Längsspannglieder: Keine Angabe

Querspannglieder: An Spanndrahtproben mit unterschiedlichem Korrosionsgrad wurden Dauerschwingversuche im Zug-Schwellbereich mit einer Prüffrequenz von 115 Hz durchgeführt. Für die Versuche wurden zwei konstante Oberspannungen gewählt:

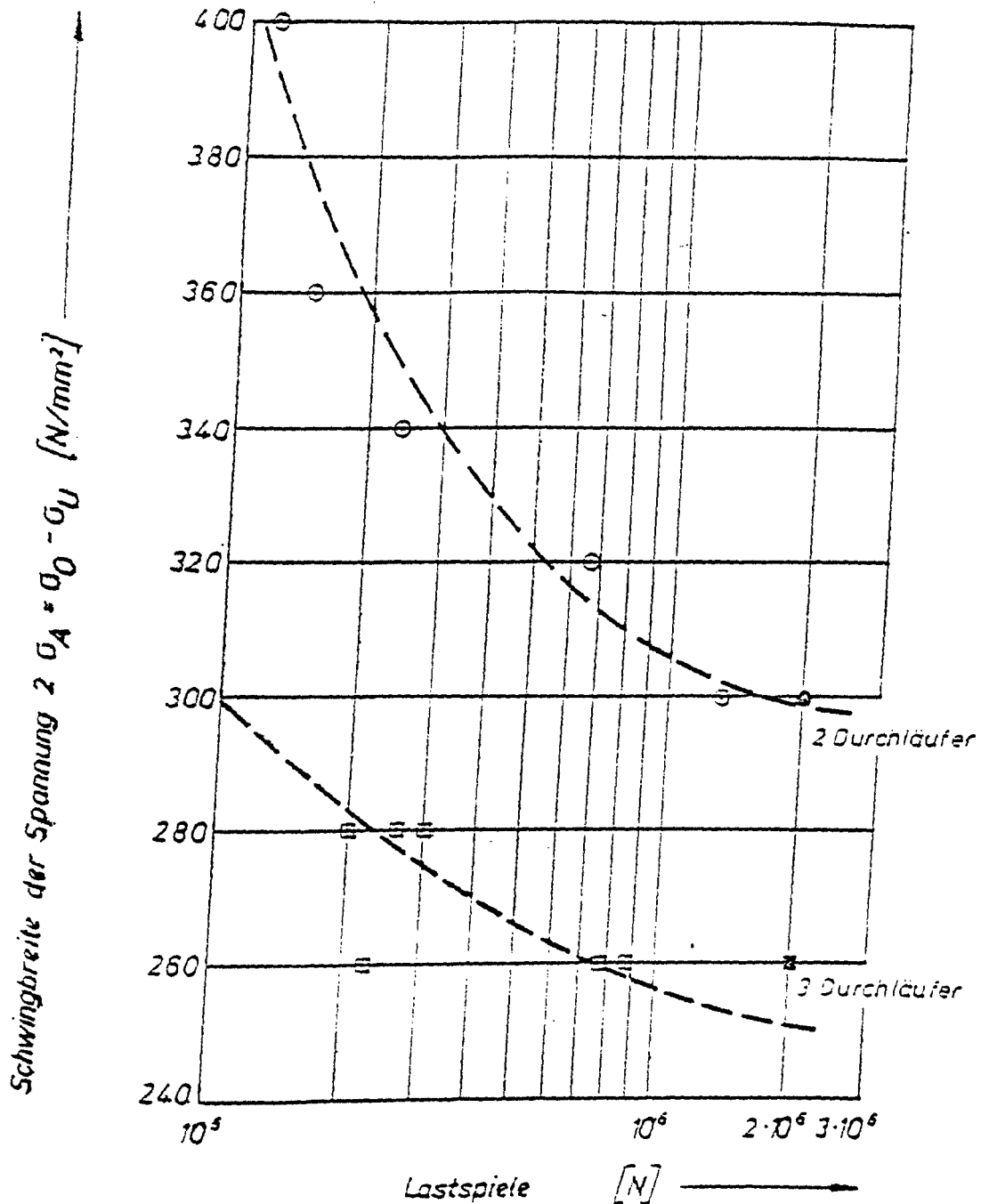


Bild 70: Wöhlerkurven des Spannstahles St 1.420/1.570-
Ø 5,2 mit unterschiedlichen Oberflächenzuständen
($\sigma_0 = 0,55 R_m$, $f = 115$ Hz)

- a) $\sigma_0 = 0,55 \cdot R_m = 0,55 \cdot 1.570 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} = 864 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$
- b) $\sigma_0 = 1,25 \cdot 0,55 R_m = 1,25 \cdot 864 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.080 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$

Aus den grafischen Darstellungen der Wöhlerkruven (Bild 70 und 71) konnten die Schwingbreiten der Dauerschwingfestigkeit $2 \sigma_A$ der korrosionsfreien und der korrodierten

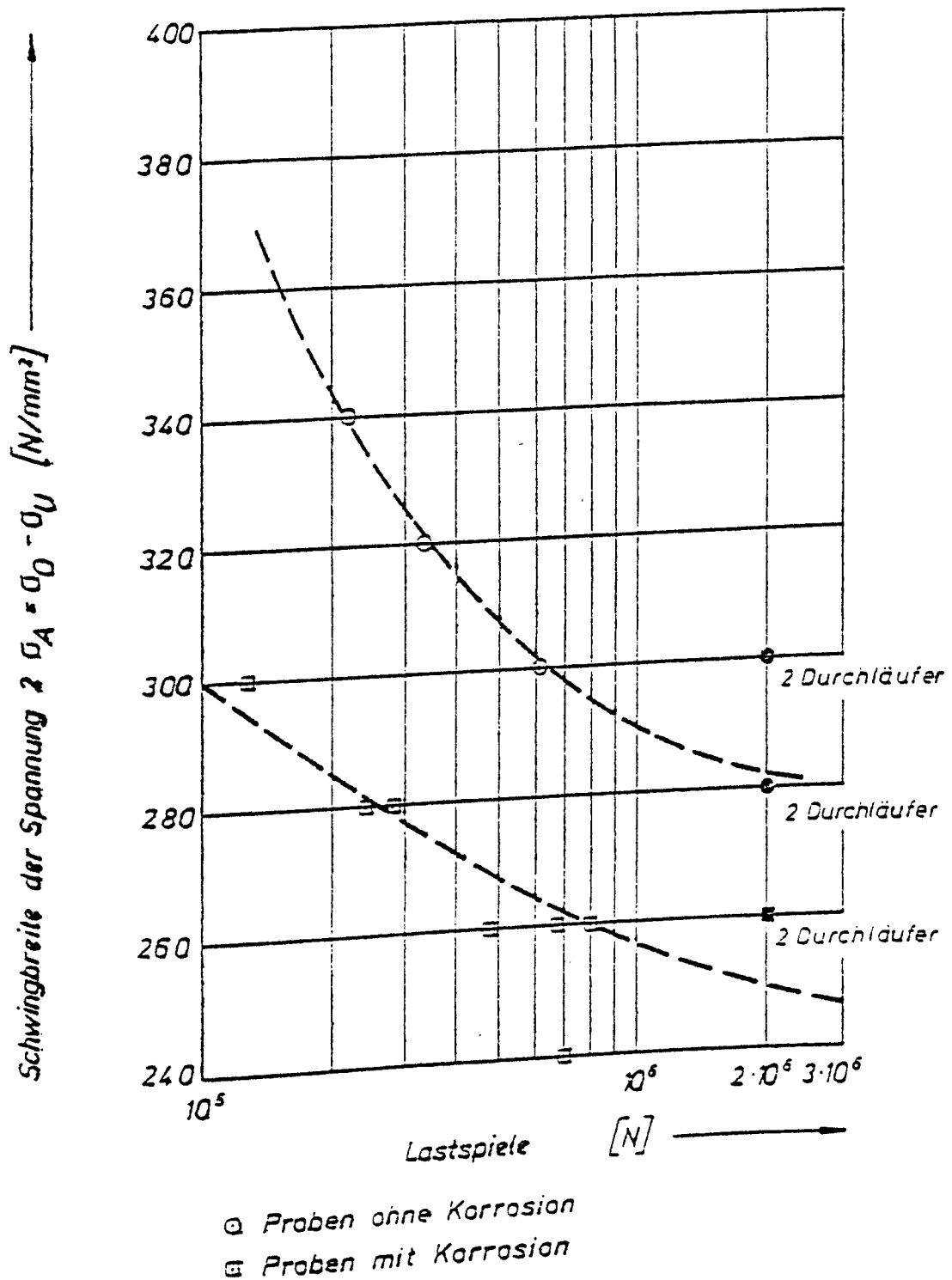


Bild 71: Wöhlerkurven des Spannstahles St 1.420/1.520-
 $\varnothing 5,2$ mit unterschiedlichen Oberflächenzuständen
 $(\sigma_0 = 1,25 \cdot 0,55 R_m, f = 115 \text{ Hz})$

Spanndrähte näherungsweise für die Grenz-Schwingspielzahl 2×10^6 entnommen werden. In Tabelle XXXII sind die Ergebnisse der Dauerschwingversuche den Abnahmeergebnissen des Spannstahlherstellers aus den Jahren 1952/53 gegenübergestellt. Die Oberflächenkorrosion der Spanndrähte bewirkte eine deutliche Verringerung der Schwingbreiten der Dauerschwingfestigkeiten für die gewählten Oberspannungen.

Ober- spannung σ_o in N·mm ⁻²	Versuchswerte von 1952/53 $2\sigma_A$ in N·mm ⁻²	Versuchswerte von 1978 (Näherungen)	
		korrosionsfreie Spanndrähte $2\sigma_A$ in N·mm ⁻²	korrodierte Spanndrähte $2\sigma_A$ in N·mm ⁻²
864	370	295	250
1.080	320	280	250

Tabelle XXXII: Schwingbreiten der Dauerschwingfestigkeit $2\sigma_A$ für die Grenz-Schwingspielzahl $2 \cdot 10^6$ des Spannstahles St 1.420/1.570-Ø 5,2

4.5.5. Metallografische Untersuchungen
Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse
Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche
Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder
Längsspannglieder: Keine Angabe

Querspannglieder: Über Rückdehnungsmessungen an einem Draht der oberen und der unteren Lage im Hüllrohr verschiedener Querspannglieder wurde die Restvorspannung

der Querspannglieder unter Eigengewicht ermittelt (Tabelle XXXIII). Die Restvorspannung, errechnet mit dem gemessenen Elastizitätsmodul des Spanndrahtes $E = 204 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-2}$, ergab sich als Mittelwert aus 16 Rückdehnungsmessungen zu $5,445 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 534 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$. In den statischen Berechnungsunterlagen des Bauwerks war nach dem Abklingen des Betonschwindens und -kriechens eine Vorspannung von $7.200 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 706 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ zugrunde gelegt worden. Die Untersuchungsergebnisse zeigten, daß die in der statischen Berechnung getroffenen Annahmen über das Verformungsverhalten des Betons zu günstig waren.

Messung Nr.	Brücken- feld	Draht Nr.	Entfernung von d. Spannseite m	Dehnung ‰	Vorspannung N/mm^2
1	1	1	4,20	2,985	609
2	1	7	4,20	2,985	609
3	2	2	4,20	2,603	531
4	2	11	4,20	3,287	671
5	3	6	4,10	1,144	233
6	3	9	4,10	3,054	623
7	4	1	4,10	1,726	352
8	4	6	4,10	1,891	386
9	4	10	4,10	2,489	508
10.1	5	2	4,10	2,763	564
10.2	5	2	8,80	2,760	563
11	5	10	4,10	2,879	587
12	6	6	4,10	2,965	605
13	6	9	4,10	2,710	553
14	7	1	4,20	2,772	566
15	7	10	4,20	2,877	587
Mittel					534

Tabelle XXXIII: Ermittlung der Restvorspannung von Querspanngliedern mittels Rückdehnungsmessungen

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Zugversuche an der 7dräht. Spanndrahtlitze St 1.570/1.770 aus vollständig verpreßten Hüllrohren des Längsspanngliedes erfüllten nach 23 Jahren die Kennwerte der Abnahmeprüfung des Herstellers. Bei einer groben Unterscheidung der Oberflächenbeschaffenheit des vergüteten Spanndrahtes St 145/160 (St 1.420/1.570) aus den Querspanngliedern nach "korrosionsfrei" (aus verpreßten Hüllrohren), "mit Korrosionsstreifen" und "mit vollständiger Oberflächenkorrosion" (aus teil- bzw. unverpreßten Hüllrohren), zeigte der Zugversuch einen Abfall der 0,2 %-Dehngrenze von 6 % ("korrosionsfrei") sowie der Zugfestigkeit von 3 % und von 6 % gegenüber dem entsprechenden Abnahmewert an. Die Festigkeitskennwerte des korrosionsfreien Spanndrahtes lagen aber oberhalb der geforderten Nennwerte.

Die Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit war bei der konstanten Oberspannung $\sigma_0 = 0,55 R_{mN}$ gegenüber dem ursprünglichen Abnahmewert bei dem korrosionsfreien vergüteten Spanndraht um 20 % und bei dem Spanndraht mit vollständiger Oberflächenkorrosion um 32 % verringert.

An den Querspanngliedern wurde nach 23 Jahren ein mittlerer Vorspannungsverlust von rund 24 % ermittelt. Die in der statischen Berechnung getroffenen Angaben über das Verformungsverhalten des Betons waren offenbar zu günstig, da bei dem verwendeten vergüteten Spanndraht nur ein Spannungsverlust von maximal 2 % infolge Spannungsrelaxation für die betrachtete Zeitspanne zu erwarten war.

Brückenbauwerk Nr. 9:

Brücke über die Alte Glatt bei Schwamendingen (Schweiz) im Zuge der Hauptverkehrsstraße A Zürich-Winterthur

Unterlagen

1. Ch. Weder:

Die vorgespannte, zwanzigjährige Stahlbetonbrücke über die alte Glatt bei Schwamendingen, Zürich
Materialtechnologische Untersuchungen und Bruchversuch
Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe (EMPA), Dübendorf 1977, Bericht Nr. 203

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

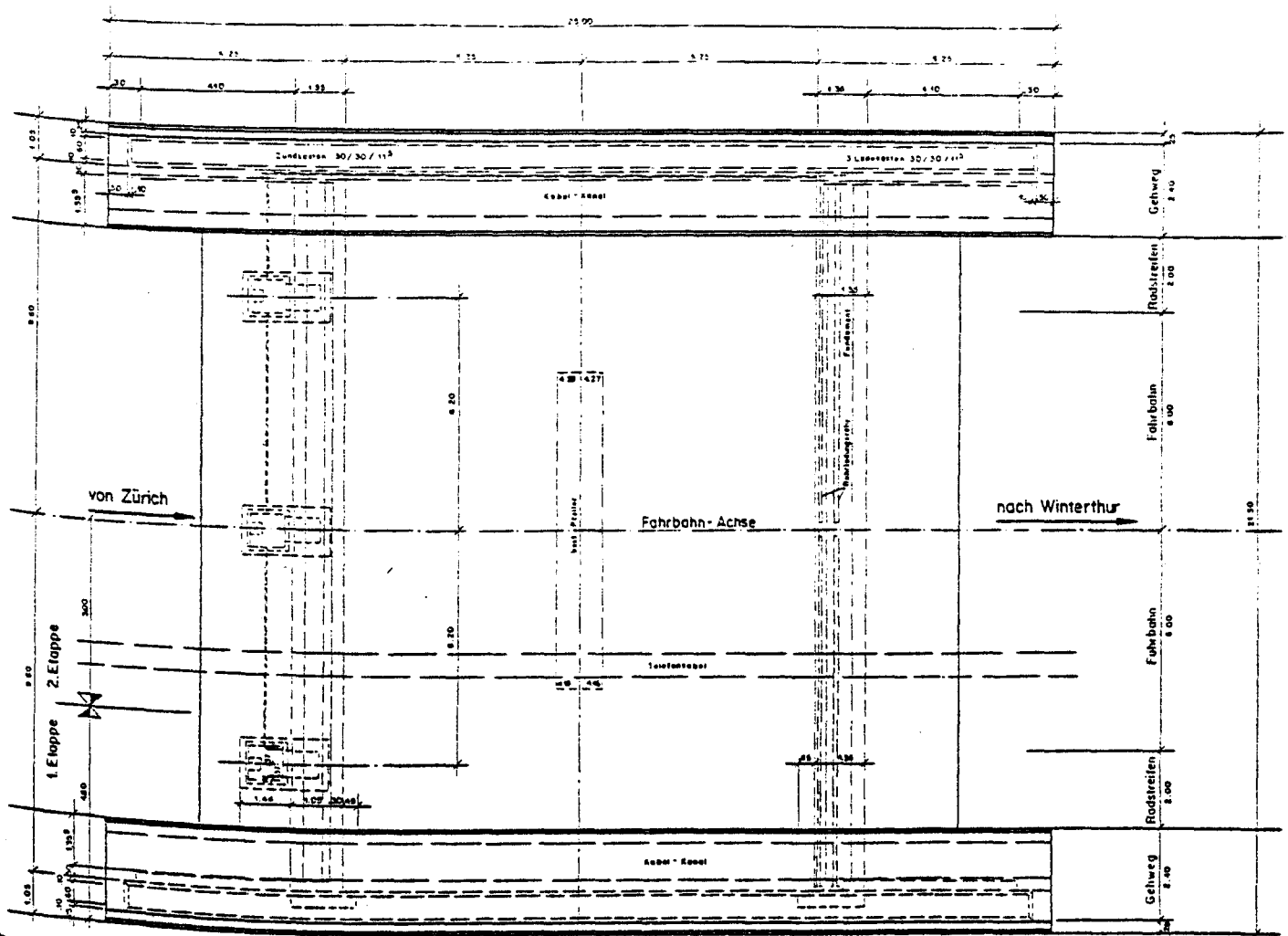
1954

1.2. Bauwerkskonstruktion

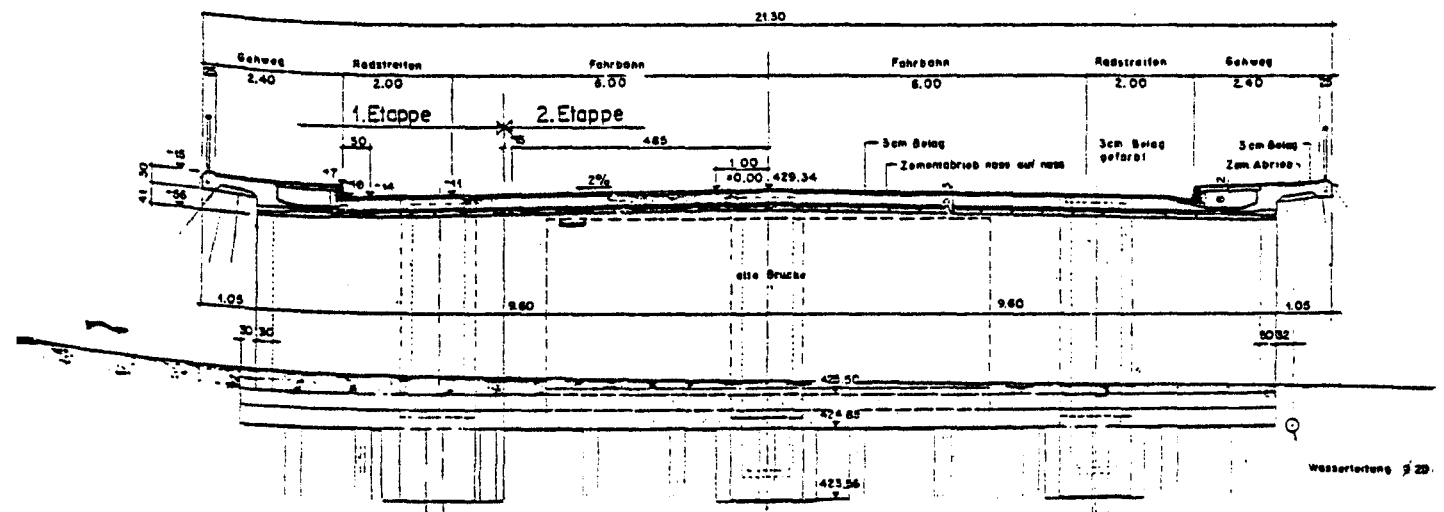
Das Bauwerk war als eine in Längs- und Querrichtung vorgespannte Plattenrahmenbrücke konstruiert (Bild 72, 73 und 74). Die Brücke wies eine freie Spannweite von 12,50 m und eine Breite von 21,30 m auf.

1.3. Spannbewehrung

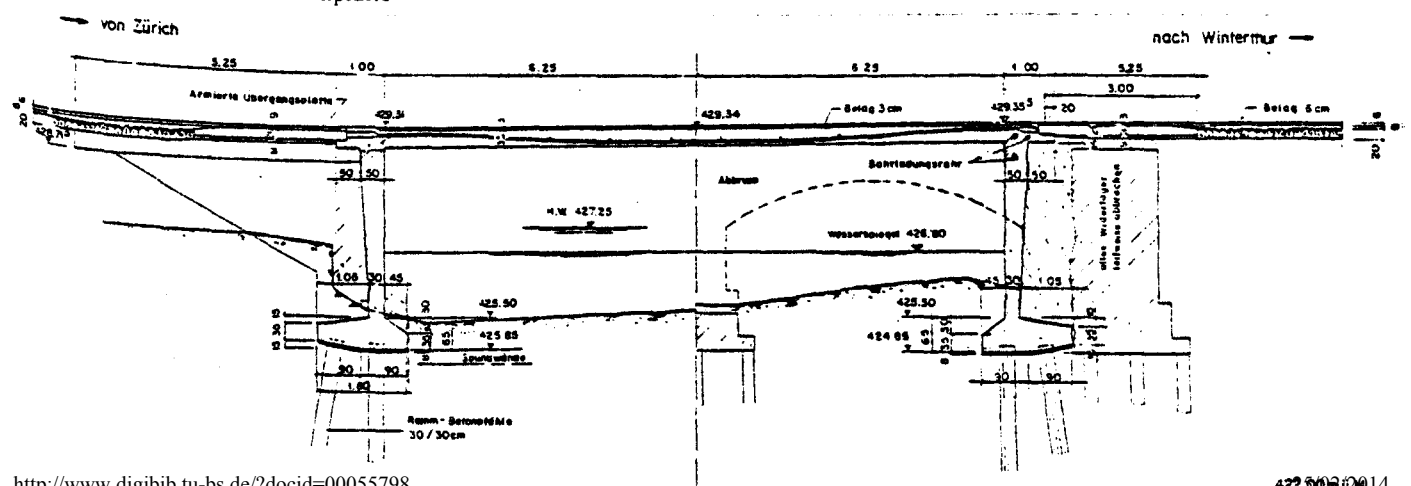
In der Brückenplatte waren in Längsrichtung 62 Spannglieder zu je 500 kN (Bild 75) und in Querrichtung 15 Spannglieder der gleichen Art zu je 500 kN (Bild 76) eingebaut. Die längs und quer vorgespannte Brücke eignete sich speziell zur Aufnahme von Einzellasten, da die Brückenplatte eine sehr gute lastverteilende Wirkung aufwies.



↳ 72: Grundriss. Breite über alles = 21.3 m; Länge inkl. Flügelmauern = 25.0 m



422.00 m.ü.M.
Bild 73: Querschnitt der Brückenplatte



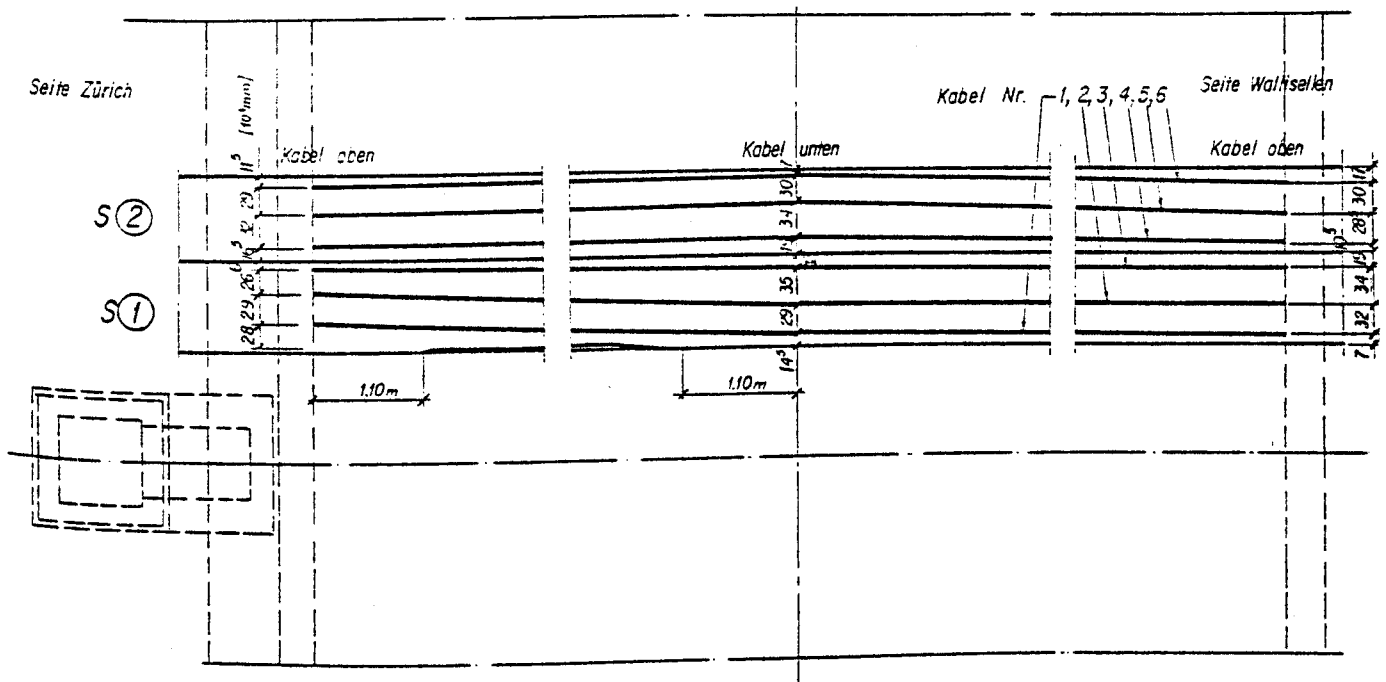
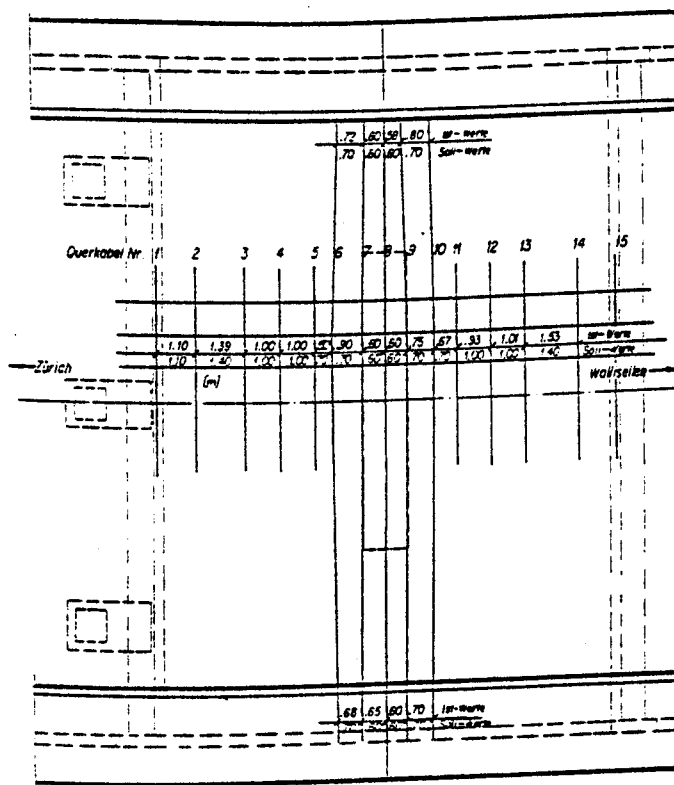


Bild 75: Lage der Längsspannglieder in zwei Plattenstreifen (Grundriß)

Bild 76:

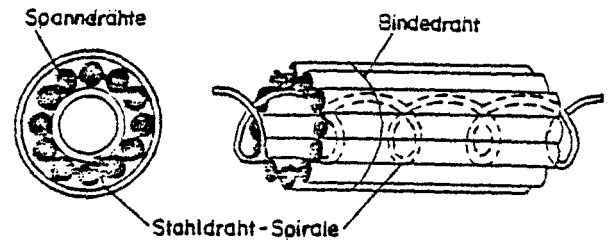
Lage der Querspannglieder in der Brückenplatte (Grundriß)



1.4. Aufbau der Spannglieder

Jedes Spannglied hatte die FREYSSINETsche Ringanordnung von 12 Spanndrähten mit $\varnothing 7,0$ mm, die in einer Lage um eine innere Stahldrahtwendel (Draht- $\varnothing 2$ mm) verlegt waren. Diese Anordnung wurde von einem Hüllrohr umgeben (Bild 77).

Die Stahldrahtwendel hatte die einzelnen Spanndrähte in ihrer Lage zu fixieren und den Bündelkanal für die Herstellung des nach-



träglichen Verbundes durch. Bild 77: Querschnitt eines Spanngliedes Auspressen der Hohlräume mit Einpreßmörtel freizuhalten.

1.5. Spannstahtsorte

Die Festigkeitsklasse des verwendeten Spannstahtes war durch die 0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2} = 1.460 \text{ N mm}^{-2}$ und die Zugfestigkeit $R_m = 1.573 \text{ N mm}^{-2}$ gekennzeichnet; der Nenn-durchmesser betrug $\varnothing 7,0$ mm und die Querschnittsform war rund, glatt.

1.6. Hüllrohr

Glattes Hüllrohr aus 2 mm dickem Blech mit einer Nennweite von 39 mm.

1.7. Konstruktionsbeton

Keine Angaben

2. Bauwerksgeschichte

Das betrachtete Brückenbauwerk über die Alte Glatt wurde in zwei Bauabschnitten erstellt. Im Zuge des damaligen Ausbaus der Hauptverkehrsstraße A Zürich-Winderthur mußte eine bestehende Brücke über die Alte Glatt einer größeren weichen. Südlich der alten bestehenden Brücke wurde der erste Abschnitt der neuen Brücke erstellt (Juli 1954); während des Abbruchs der alten Brücke rollte der Verkehr über den ersten südlichen Teil der neuen Brücke (Breite: 6,20 m). Ende Dezember 1954 wurden die beiden Brückenteile, bis dahin durch eine Fuge getrennt, mit Spezialbeton P400 "zusammengefügt" und vollständig vorgespannt.

Die Verkehrsmenge auf der Strecke Zürich-Winterthur, in dessen Verlauf das Brückenbauwerk über die Alte Glatt lag, nahm in 15 Jahren (1955-1970) um ca. 135 % zu. Eine Abschätzung anhand der Daten von Verkehrszählungen ergab, daß im Laufe von 20 Jahren etwa 11 Mill. Lastwagen die Brücke befahren haben. Diese Zahl entsprach der Größenordnung für eine stark befahrene Strecke und ließ auf ca. 200 Mill. Schwingungen schließen, denen die Brücke ausgesetzt gewesen war.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

1974. Die Nutzungsdauer betrug 20 Jahre

3.2. Grund des Abbruchs

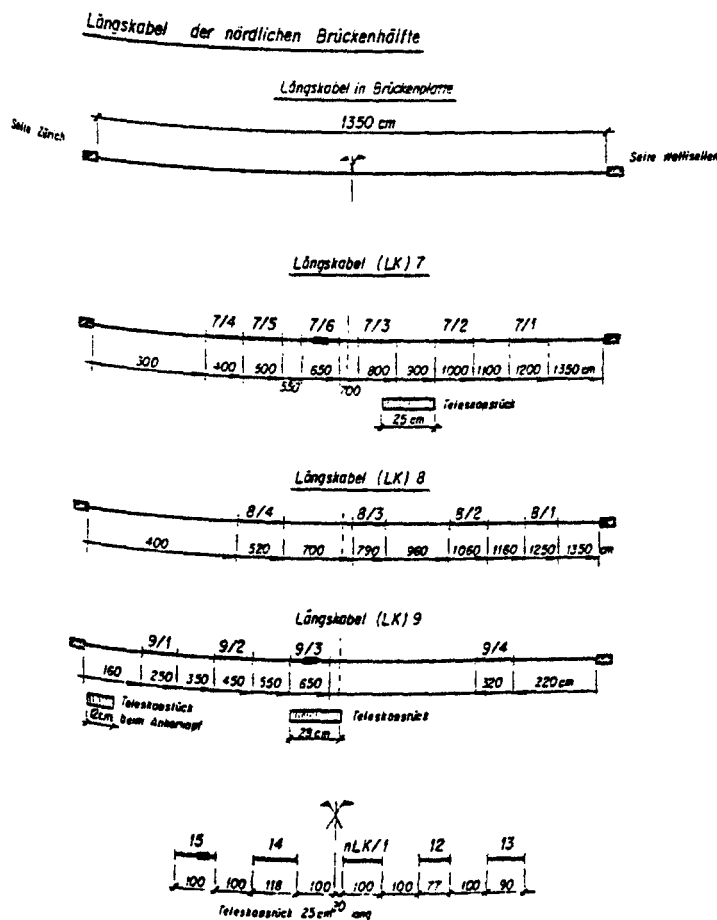
Ausbau der Autobahn Zürich-Winterthur.

3.3. Art des Abbruchs

Zur Durchführung von statischen Bruchversuchen wurden zwei in Längsrichtung der Brücke unmittelbar nebeneinanderliegende Plattenstreifen von 0,90 m Breite - bedingt durch die Anordnung der Längsspannglieder - mit einer Diamantsäge aus der Brückenplatte herausgeschnitten (Bild 75).

Weitere Angaben fehlen.

3.4. Probennahme



Querkabel aus der nördlichen Brückenhälfte

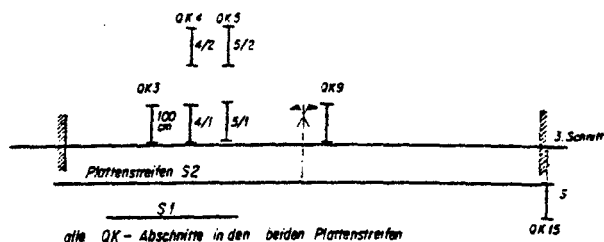


Bild 78:

Aus der Brückenplatte entnommene Längs- und Querspannglieder-Abschnitte

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern
Keine Angabe.

4.2. Untersuchung des Betons
Es war ein "qualitativ hochwertiger Beton hergestellt worden"; an der Brückenplatte-Unterseite waren nur wenige kleine Risse von max. 0,2 mm Breite festzustellen.

4.2.1. Zusammensetzung des Betons
Keine Angaben.

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Aus verschiedenen Bauwerksteilen wurden Bohrkerne von 50 mm Durchmesser entnommen. Die Prüfungen ergaben als Mittelwert für die Betondruckfestigkeit der Brückenplatte $87,5 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$, wobei die Standardabweichung $12,1 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ und der Variationskoeffizient 14 % betrug (Tabelle XXXIV).

Tabelle XXXIV: Zusammenstellung von Mittelwerten der Betondruckfestigkeiten und E-Moduln

Bauteil	Detail	Anzahl Prüfkörper	Druckfestigkeiten an Bohrkernen $\bar{\sigma}_p$ (N/mm ²)	Standard- abweichung s (N/mm ²)	Variations- koeffizient $v = s/\bar{x}$ (%)	Elastizitäts- modul E (kN/mm ²)	Standard- abweichung s (kN/mm ²)	Variations- koeffizient $v = s/\bar{x}$ (%)
Betonbretter aus Gehwegen	beide Gehwege	21	69.1	12.0	17			
	Gehweg Süd	11	60.0	7.0	12			
	Gehweg Nord	10	79.2	6.9	9			
Brückenplatte	ganze Platte	87 (8)	87.5	12.1	14	45.6	1.78	4
	erste Betonieretappe	42 (4)	80.0	7.8	10	46.2	1.97	4
	zweite Betonieretappe	45 (4)	94.5	11.1	12	45.0	1.59	3.5

() Anzahl Prüfkörper für E-Modul Messung bei Spannungsstufe $10-0.5 \text{ N/mm}^2$

Die Festigkeitsprüfungen im Baujahr 1954 hatten eine mittlere Druckfestigkeit von $(55...60) \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ ergeben. Die Druckfestigkeit wies auf einen Beton von sehr guter Qualität hin.

4.2.3. Betonporosität

Keine Angabe

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Die Prüfung des Karbonatisierungszustandes wurde abschließend an Bruchflächen von Bohrkernen vorgenommen, die aus den beiden Widerlagern stammten. Die Resultate zeigten nur eine oberflächliche Karbonatisierung des Betons, denn die Karbonatisierungstiefe betrug maximal 1,2 mm. Es wurde daraus auf einen dichten und guten Beton geschlossen.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Die Hüllrohre waren an der Außenseite durchweg schwach korrodiert, d.h. größere Oberflächenpartien wiesen Rostpunkte und Rostflecken auf. Die Korrosionsangriffstiefe betrug jedoch maximal 0,1 mm. Die Korrosion auf dem Hüllrohr Außenmantel beeinträchtigte die Haftung zwischen Hüllrohr und Beton nicht wesentlich, da beim Abbruch einige Betonstücke an den Hüllrohren hängen blieben. Nur bei wenigen Hüllrohrabschnitten war an den Hüllrohrinnenflächen wegen des guten Verbundes zwischen Einpreßmörtel und Hüllrohr kein Korrosionsangriff festzustellen. Der größte Teil der untersuchten Hüllrohre zeigte an den Innenflächen stellen- oder zonenweise einen Rostbelag. An Stellen des metallischen Kontaktes zwischen dem Hüllrohr und einem Spanndraht wies die Hüllrohrinnenfläche einen parallel zur Rohrlängsachse verlaufenden ca. 3 mm breiten Korrosionsstreifen auf. Die Hüllrohrinnenfläche besaß an den Korrosionsstellen eine Rauhtiefe von ca. 0,2 mm.

4.4.2. Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren

An allen untersuchten Schnittflächen der entnommenen Spanngliedabschnitte wurde festgestellt, daß die Spanndrähte asymmetrisch im Hüllrohrquerschnitt angeordnet waren. Bei einem Querspannglied lagen sogar alle Spanndrähte nur in einer Hüllrohrhälfte. Da die Querspannglieder als zentrische Vorspannung dienten und deshalb keine Krümmung aufwiesen, muß die Ursache für die starke Exzentrizität der Spanndrahtlage in einem möglichen Überbiegen des Spanngliedes vor oder während des Einbaus liegen.

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Trotz der zum Teil ungeordneten Lage der Spanndrähte war eine gute Füllung der Spannglieder mit Einpreßmörtel vorhanden. Die größten Hohlräume waren meist unmittelbar vor den Ankerköpfen (Ankerkörpern) zu finden. Auf die Hüllrohrquerschnittsfläche bezogen betrug die größte Hohlfläche ca. 11 % der total möglichen Einpreßmörtelfläche im Querschnitt. Im größten Teil der untersuchten Spannglieder (95 %) kamen kleinere Hohlräume im Innern des Spanngliedes zum Vorschein (Bild 79). Diese Hohlräume (Zwickel) entstanden durch Luftblasen beim Einpressen des Mörtels in die Hüllrohre, die ein Entweichen der Luft nur an den Enden der Spannglieder zuließen, da keine Steigrohre in der Spanngliedmitte vorhanden waren. Die Oberflächen der Hohlräume des Einpreßmörtels waren oft mit einem weißlichen, aus Kalkabscheidungen des Wassers bestehenden Belag überzogen

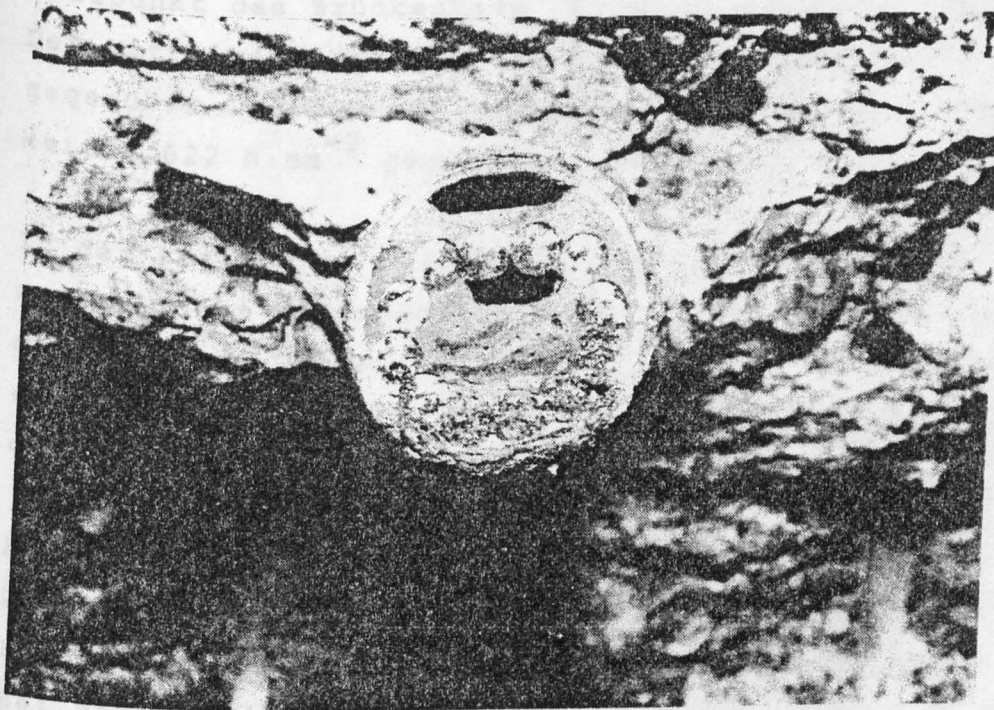


Bild 79: Längskabel Nr. 6 im Streifen S2. Schnitt des Kabels direkt vor dem Ankerkopf, Seite Wallisellen. Hohlräume an der Oberseite des Kabels

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Aufgrund des guten Füllungsgrades der Hüllrohre wiesen die meisten Spanndrähte eine vollständige Umhüllung durch Einpreßmörtel auf und blieben korrosionsfrei. Nur an den Berührungsflächen zwischen Spanndraht und Hüllrohrwandung waren ca. 3....4 mm breite Roststreifen festzustellen, was zu einer Aufrauhung der Drahtoberfläche führte. Die Korrosionsnarbentiefe betrug lokal max. 0,1 mm.

4.5.2. Zugversuche

Die statischen Zugversuche an insgesamt 50 Spannstahlproben, die aus den Längs- und Querspanngliedern stammten, ergaben mechanisch-technologische Kennwerte, die den Prüfergebnissen der verwendeten Spannstahlsorte zum Zeitpunkt des Brückenbaus (1954) entsprachen (Tabelle XXXV). Der Mittelwert der 0,2 %-Dehngrenze betrug $1.477 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ gegenüber $1.460 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ und der Mittelwert der Zugfestigkeit $1.622 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ gegenüber $1.573 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$.

In den statischen Festigkeitseigenschaften waren keine wesentlichen Unterschiede zwischen den Spanndrahtproben mit und ohne Korrosionsschädigungen festzustellen. Das gleiche galt auch für Spanndrähte aus der unteren und der oberen Lage innerhalb eines Spanngliedes.

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Zur Beurteilung der Verformbarkeit des ausgebauten Spannstahles dienten die Hin- und Herbiegeversuche. Bei einem Radius des Biegezyllinders $r = 5 \cdot d_0 = 35 \text{ mm}$ betrug für ungeritzte Spanndrähte der Mittelwert der Biegezahl $\bar{N}_b = 1,5$ und für geritzte Spanndrähte $\bar{N}_b = 0,5$ (Tabelle XXXV). Nach gültigen IfBt-Zulassungsbescheiden der vergüteten Spannstahlsorte St 1.420/1.570 - Ø 7,0 - rund, glatt, ist bei einem Biegezyllinderradius

$r = 2,5 d_0$ ($D = 5 d_0$) an ungeritzten Spanndrähten eine Biegezahl von $N_b = 3$ einzuhalten.

Tabelle XXXV: Ergebnisse der Zugversuche an Spanndrahtproben

Stab- bezeichnung	Abmes- sung Ø mm	Quer- schnitt A ₀ mm ²	Proportionali- tätsgrenze σ _{0,05} % N/mm ²	Streck- grenze σ _{0,2} % N/mm ²	Zug- festigkeit B _T N/mm ²	σ _{0,2} /B _T %	Kontrak- tion ψ %	Dehnung nach Bruch			Elastizitäts- modul E kN/mm ²	Umschlageproben (Anzahl Umschläge um 180°) ungeritzt geritzt (0,1 mm tief)				
								λ ₁₀ %	λ ₅ %	λ ₆₁ %		r=5d=35mm	r=10d=70mm	r=5d=35mm	r=10d=70mm	
OK 4/2	1 2	7.00 6.99	38.5 38.4	1040 1110	1400 1570	1560 1710	0.90 0.92	14 21	5.4 6.9	8.0 9.7	2.7 4.2	202.10 201.90	2 Y2	5	Y2	3 Y2
unten OK 5/1	1 2	7.00 6.99	38.5 38.4	1090 1040	1470 1390	1610 1570	0.91 0.89	16 26	6.1 6.9	9.1 10.6	3.2 3.6	202.10 203.40	Y2	Y2	Y4	2
	oben	1 2	6.99 7.00	38.4 38.5	1100 1140	1460 1550	0.92 0.92	19 24	6.3 6.1	8.6 8.6	3.4 3.0	203.40 202.90	2	3	Y2	2
OK 9	1 2	7.00 7.00	38.5 38.5	1060 1110	1380 1510	1550 1680	0.89 0.90	18 14	6.0 6.0	8.6 8.0	3.5 3.6	202.90 202.90	1 Y2	6	Y2	2
	unten	1 2	7.00 7.01	38.5 38.6	1100 1150	1490 1520	0.90 0.93	16 17	5.5 5.7	8.0 8.0	3.6 3.5	202.90 202.40	1	3 Y2	Y4	2 Y2
LK 7/2	1 2	7.00 6.99	38.5 38.4	1100 1110	1460 1520	1620 1650	0.90 0.92	14 19	5.3 6.9	7.4 8.6	3.0 4.0	201.30 201.10	1	2	Y4	2 Y2
	oben	1 2	7.01 7.01	38.6 38.6	1100 1080	1520 1540	0.93 0.90	19 19	4.3 5.4	6.6 6.9	2.0 2.7	201.60 202.40	1	4	Y2	2 Y2
LK 7/3	1 2	7.00 7.00	38.5 38.5	1070 1150	1410 1540	1580 1690	0.89 0.91	19 14	6.1 5.6	8.9 6.9	3.1 4.0	202.10 202.10	1	3	Y4	2
	oben	1 2	7.01 7.01	38.6 38.6	1100 1080	1520 1540	0.93 0.90	19 19	4.3 5.4	6.6 6.9	2.0 2.7	201.60 202.40	1	4	Y2	2 Y2
LK 7/4	1 2	6.98 7.01	38.3 38.6	1140 1150	1530 1540	1650 1690	0.93 0.93	15 15	6.3 5.7	8.3 8.3	4.1 2.5	202.40 201.60	1	3 Y2	Y2	3
	unten	1 2	7.00 7.00	38.5 38.5	1090 1100	1450 1500	0.90 0.91	15 14	5.3 6.1	7.4 8.0	3.0 3.5	202.10 202.10	1	2 Y2	Y2	2
LK 7/5	1 2	7.00 7.00	38.5 38.5	1130 992	1530 1380	1630 1560	0.94 0.89	15 15	5.7 6.1	8.0 8.0	2.6 3.8	202.10 202.10	1	3	Y2	2
	unten	1 2	7.00 6.99	38.5 38.4	1100 1080	1490 1520	0.92 0.93	15 21	6.6 6.3	8.0 8.6	4.6 5.6	202.10 203.40	1	3 Y2	Y2	2 Y2
LK 8/2	1 2	6.99 6.99	38.4 38.4	1040 1080	1370 1520	1540 1640	0.89 0.93	18 21	6.9 6.0	10.0 8.6	3.9 5.6	203.40 202.60	2	6	Y2	2 Y2
	oben	1 2	6.99 6.99	38.4 38.4	1040 1080	1370 1520	0.89 0.93	18 21	6.9 6.0	10.0 8.6	3.9 5.6	203.40 202.60	2	6	Y2	2 Y2
LK 8/3	1 2	7.00 6.98	38.5 38.3	1040 1100	1480 1460	1620 1590	0.91 0.92	16 33	5.3 7.4	7.4 11.4	2.9 3.1	202.90 201.60	1	2 Y2	Y2	2 Y2
	oben	1 2	7.00 7.00	38.5 38.3	1000 1090	1450 1490	0.90 0.93	19 22	5.4 5.7	7.4 8.6	3.4 2.0	202.10 202.10	1 Y2	4 Y2	Y2	Y2
LK 9/1	1 2	7.00 7.00	38.5 38.5	1090 1060	1450 1430	1600 1570	0.91 0.91	26 19	8.0 6.3	11.4 9.1	4.2 3.2	202.90 202.90	2	4	Y2	2
	oben	1 2	7.01 7.00	38.6 38.5	1080 1070	1430 1460	0.89 0.90	17 24	5.4 6.6	8.0 9.1	3.0 3.2	201.60 202.10	2	4 Y2	Y2	2
LK 9/4	1 2	7.01 7.00	38.6 38.5	1110 1070	1500 1430	1640 1570	0.91 0.91	27 16	7.1 6.4	10.0 8.6	3.8 4.0	201.60 202.10	1 Y2	5	Y2	4
	oben	1 2	6.99 7.00	38.4 38.5	955 1140	1390 1540	0.89 0.92	24 26	6.6 7.1	10.0 9.7	3.4 3.8	202.60 202.90	1 Y2	6	Y2	2
NLK 1	1 2	7.02 7.00	38.7 38.5	1110 1120	1520 1510	1660 1670	0.92 0.90	27 22	7.7 6.4	11.4 9.4	4.0 3.5	202.00 202.10	2	4 Y2	Y2	3 Y2
	oben	1 2	7.01 7.00	38.6 38.5	1130 1090	1510 1420	0.90 0.89	18 27	7.1 7.9	9.4 10.0	4.5 4.5	201.60 202.90	1 Y2	4 Y2	Y2	3 Y2
NLK 3	1 2	6.99 7.00	38.4 38.5	1100 1150	1450 1510	1590 1640	0.91 0.92	26 14	8.3 5.9	12.8 8.0	4.1 3.4	203.40 204.00	1 Y2	3	Y2	Y2
	oben	1 2	7.00 7.00	38.5 38.5	1150 1120	1480 1440	0.90 0.92	14 22	6.0 6.8	9.2 10.0	3.0 3.8	202.10 204.50	1 Y2	5 Y2	Y2	Y2
NLK 4	1 2	7.00 7.01	38.5 38.6	1130 1170	1500 1530	1640 1570	0.91 0.92	22 19	6.0 6.2	8.9 8.3	3.1 3.8	202.90 201.60	1 Y2	4	Y2	2 Y2
	oben	1 2	7.07 7.00	39.3 38.5	1130 1120	1440 1490	0.91 0.92	28 19	7.0 6.2	10.6 8.6	3.4 3.8	200.40 202.10	1 Y2	3 Y2	Y2	2
Mittelwert aller Drähte		7.00 -0.02 mm +0.07 mm	38.5	1094	1477	1622	0.91	20	6.3	8.7	3.5	202.40	1 Y2	4	Y2	2 Y4
Erforderliche Nennwerte nach:																
Freysinet-System																
SBB-Richtlinien 1959																
SIA-Norm 162, 1952																
VSL-Angaben 1963																
Prüfung LEMPOL 1954																
SIA-Norm 162, 1968																
SBRV 1964																

4.5.4. Dauerschwingversuche

An einigen Spanndrähten aus Längs- und Querspanngliedern wurden Dauerschwingversuche durchgeführt, um die Auswirkungen des Korrosionsangriffes auf die Dauerschwingfestigkeit beurteilen zu können. Die Versuche wurden mit einer konstanten Unterspannung von

$$\sigma_u = 0,55 R_m = 0,55 \cdot 1.600 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} = 880 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

und einer Lastspielfrequenz $f = 133 \text{ Hz}$ durchgeführt.

Die Oberspannung betrug im Mittel

$$\sigma_o = 0,70 R_m = 0,70 \cdot 1.600 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.120 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}.$$

Die ermittelten Ergebnisse, in Tabelle XXXVI zusammengestellt, entsprachen den in Abs. 5.04 der Norm S/A 162 (1968) festgelegten Anforderungen an die Ermüdungsfestigkeit des Spannstahles.

Tabelle XXXVI: Ergebnisse der Dauerschwingversuche

Bezeichnung	$\sigma_o(\text{N/mm}^2)$	$\Delta\sigma(\text{N/mm}^2)$	N	Bruchstelle
NLK1/ 1	1129	249	$> 2 \cdot 10^6$	Bruch im freien Draht
2	1126	246	$> 2 \cdot 10^6$	
3	1150	270	$> 2 \cdot 10^6$	
NLK4 1	< 1120	< 240	$< 2 \cdot 10^6$	Bruch im freien Draht
2	1120	240	$> 2 \cdot 10^6$	
3	1168	288	$> 2 \cdot 10^6$	
LK8/2 1	1130	250	$> 2 \cdot 10^6$	Bruch im freien Draht
2	1130	152	$> 2 \cdot 10^6$	
3	< 1120	< 240	$< 2 \cdot 10^6$	
QK4/2 1	< 1120	< 240	$< 2 \cdot 10^6$	Bruch im freien Draht
2	< 1120	< 240	$< 2 \cdot 10^6$	
3	1137	257	$> 2 \cdot 10^6$	

Alle Ermüdungsbrüche traten statistisch verteilt auf der freien Drahtlänge auf, da die vorhandenen Roststellen nur geringfügige Oberflächenbeschädigungen darstellten. Von den geprüften Spanndrähten versagten nur drei unterhalb der Grenz-Lastspielzahl N_G von $2 \cdot 10^6$. Die Bruchflächen der Dauerschwingproben waren praktisch eben und ähnelten im Aussehen Sprödb Brüchen (Bild 80).

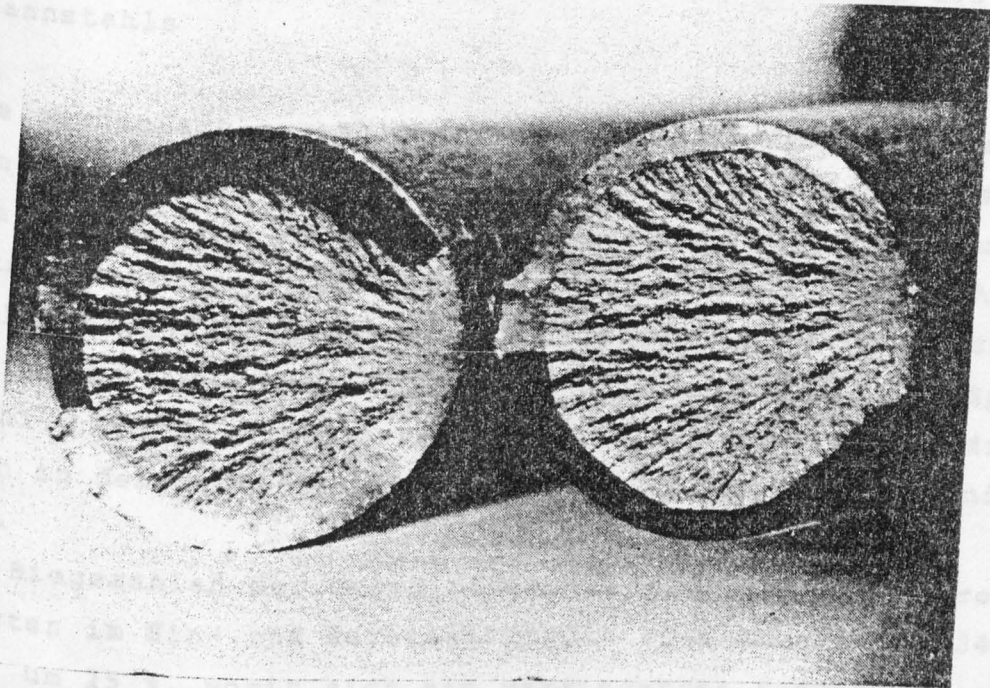


Bild 80: Bruchbild einer Dauerschwingprobe

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Der Vorspannungszustand der Brücke wurde an fünf Querspanngliedern der südlichen ungestörten Randzone der Brücke untersucht. Die Berechnung der Vorspannkkräfte ergab eine noch wirksame Vorspannung von 427 kN je Spannglied oder ca. 85 % des ursprünglichen Istwertes. Die Vorspannverluste von etwa 15 % in den 20 Betriebsjahren des Brückenbauwerkes deckten sich damit ziemlich gut mit den in der Rechnung von 1954 abgeschätzten 12 %.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Die mechanisch-technologischen Kennwerte des Spanndrahtes vom Typ St 1.420/1.570, der nach 20jähriger Gebrauchsdauer dem Bauwerk aus gutverpreßten Hüllrohren entnommen wurde, entsprachen den Prüfergebnissen zur Bauzeit. Unterschiedliche Oberflächenzustände des Spannstahls nämlich korrosionsfrei und leicht korrodiert infolge Kontakt zwischen Spannstahl und Hüllrohr mit Rauigkeiten bis max. 0,1 mm drückten sich in den Ergebnissen des statischen Zugversuches nicht aus.

Die Biegezahlen der ungeritzten wie geritzten Biegeproben zeigten im Hin- und Herbiegeversuch eine Abnahme um 34 % bzw. um 25 %, womit sich ein verringertes Formänderungsvermögen des Spanndrahtes ausdrückte.

Die Ergebnisse der Dauerschwingprüfung erfüllten die in der schweizerischen Norm festgelegten Anforderungen an die Dauerschwingfestigkeit des Spannstahls. Die Dauerbrüche traten statistisch verteilt auf der freien Drahtlänge auf.

Die ermittelten Vorspannungsverluste der Spannglieder von etwa 15 % in den 20 Betriebsjahren des Brückenbauwerkes standen in annähernder Übereinstimmung mit dem in der Baustatik angenommenen Verlust von 12 %.

Brückenbauwerk Nr. 10:

Brücke über die Glatt in Opfikon (Schweiz)

Unterlagen

1. A. Rösli:

Die Versuche an der Glattbrücke in Opfikon
Bericht Nr. 192 der Eidgenössischen Materialprüfungs- und
Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe,
Dübendorf (Dezember 1963)

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Baubeginn August 1954,

Im November 1954 wurde die Brückenplatte von der Mitte aus
gegen beide Ufer betoniert und Ende Dezember 1954 vorge-
spannt und injiziert.

1.2. Bauwerkskonstruktion

Eine dreifeldrige Rahmenbrücke mit geneigten und in den
beidseitigen Fundamenten zusammengefaßten Zug- und Druck-
stielen, die bei einer Gesamtlänge von 38,80 m die Feld-
verhältnisse von 7,9 m : 23,0 m : 7,9 m oder 1 : 3 : 1
aufwies.

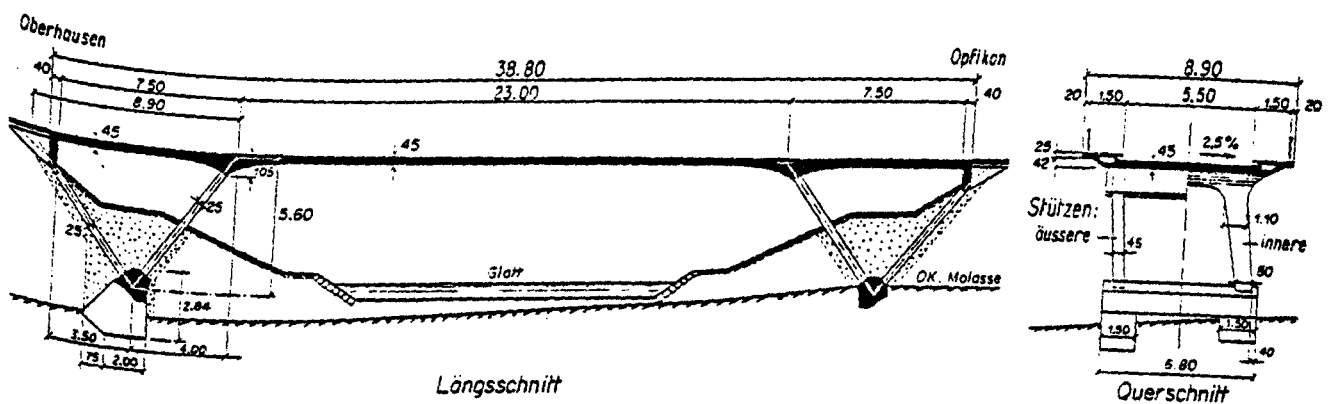


Bild 81: Längsschnitt und Querschnitt der Brücke

Die Brücke hatte eine Breite von 8,90 m, bestehend aus 5,50 m Fahrbahnbreite und 2 x 1,70 m Gehwege. Im Grundriß war die Brücke unter einem Winkel von $13,8^\circ$ schief zur Flußachse angeordnet (Bild 81).

1.3. Spannbewehrung

Die Brücke war in Längsrichtung mit 19 Spanngliedern zu 85 Mp = 833,6 kN in der Fahrbahnplatte und mit zwei Spanngliedern zu 25 Mp = 245,2 kN in den Gehwegkonsolen vorgespannt (Bild 82).

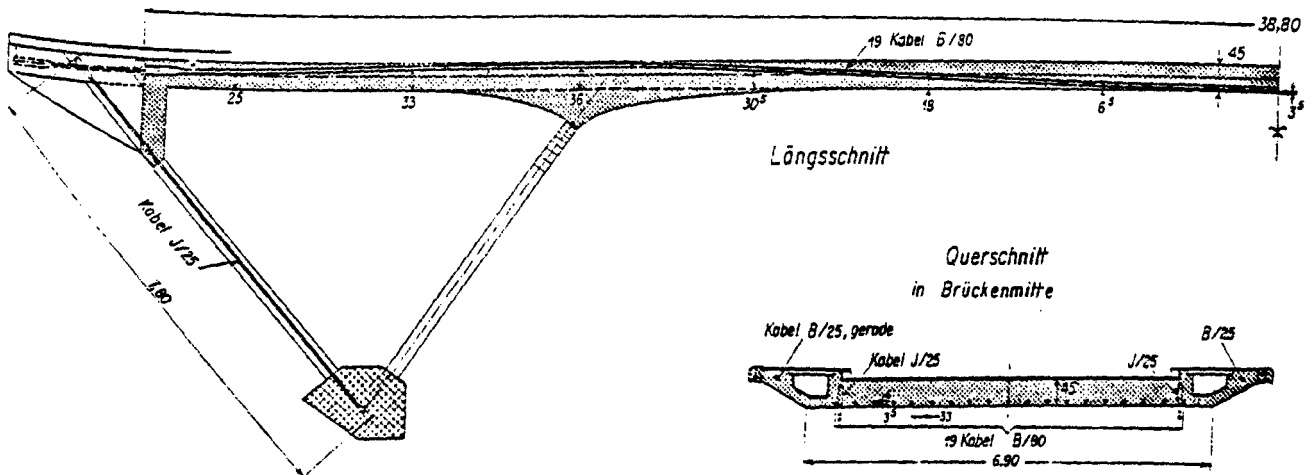


Bild 82: Anordnung der Spannglieder in der Brückenplatte und den Zugstielen

Zur Aufnahme der bei Nutzlast auftretenden Längszugspannungen wurden die paarweise an den Brückenenden angeordneten Zugstiele mit je einem 245,2 kN (25 Mp)-Spannglied vorgespannt. Die Druckstiele hatten hingegen nur eine schlaaffe Bewehrung.

1.4. Aufbau der Spannglieder

Die Brücke war nach dem BBRV-System vorgespannt. Ein Spannglied zu 85 Mp = 833,6 kN in der Fahrbahnplatte war mit 42 Spanndrähten $\varnothing 5,0$ mm und ein Spannglied zu 25 Mp = 245,2 kN in der Gehwegkonsole mit 13 Spanndrähten $\varnothing 5,0$ mm bestückt.

1.5. Spannstahlsorte

Es wurden kaltgezogene Spannstahlsorten mit einer Zugfestigkeit von $(160 \dots 170) \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = (1.570 \dots 1.670) \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ und einem Nenndurchmesser von 5,0 mm verwendet. Beim Drahttyp A handelte es sich um eine patentiert-gezogene und angelassene Spannstahlsorte und beim Drahttyp B um eine nur patentiert gezogene Spannstahlsorte. Die Querschnittsformen waren rund und profiliert, wobei die Profilierungen aber verschieden waren.

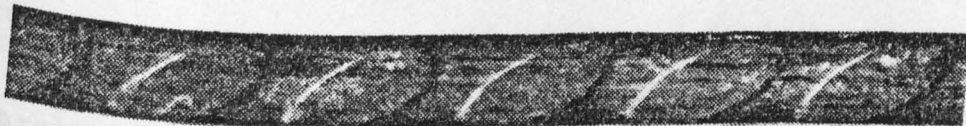
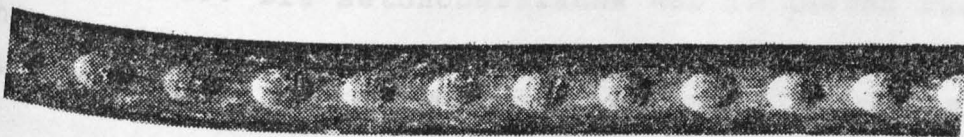


Bild 83: Aus der Brücke entnommene Spanndrähte

oben: Drahttyp A

unten: Drahttyp B

Hüllrohr

Keine Angaben

Konstruktionsbeton

Beton BH 325, d.h. hochwertiger Beton mit einer Zementdosierung von $325 \text{ kp} \cdot \text{m}^{-3}$.

2. Bauwerksgeschichte

Während der fünfjährigen Betriebszeit erforderte die Brücke keinerlei Unterhaltungsarbeiten.

Der Zustand der Brücke wurde vor dem Beginn eines umfangreichen Untersuchungsprogrammes (Ermüdungsversuche, statische Bruchversuche und ergänzende Materialuntersuchungen) sorgfältig kontrolliert. Die Unterseite der Fahrbahnplatte wies in allen Feldern ungefähr parallel zu den Spanngliedern verlaufende Längsrisse auf. Die maximale Breite der drei größten Risse betrug ca. 0,2 mm. Außerdem zeigten die Gehwegkonsolen im Bereich der Randfelder fast bei jeder Ausparung für die Geländerbefestigung einen Riß von ca. 0,10 mm Breite. Die Betonoberfläche war im besten Zustand; es konnten weder Kiesnester, verwitterte oder nasse Stellen, noch angerostete Schlauffbewehrung festgestellt werden.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

1960. Die Nutzungsdauer betrug 5 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Die als lokale Verbindung zwischen dem alten Dorfteil und dem neuen Gemeindezentrum erbaute Brücke über die Alte Glatt in Opfikon bei Zürich mußte abgebrochen werden, weil die Nationalstraße 1B zum Flughafen Zürich-Kloten am nördlichen Brückenkopf vorbeigeführt werden sollte.

3.3. Art des Abbruches

Keine Angaben

3.4. Probennahme

Zur Untersuchung des Spannstahles wurden Spanndrähte aus dem gebrochenen oberwasserseitigen Zugstiel (Seite Opfikon), der während der durchgeführten Ermüdungsversuche brach, und vier Spanngliedabschnitte aus der Fahrbahnplatte nach dem Bruchversuch entnommen.

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern,

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

An den aus der Brücke herausgearbeiteten Probekörpern ließen sich folgende mittlere Festigkeitswerte für den rund sechs Jahre alten Beton bestimmen:

Würfeldruckfestigkeit: $650 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 64 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$

Biegezugfestigkeit: $90 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 9 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$

In Übereinstimmung mit den vor und während der Versuche gemachten Beobachtungen ergaben die technologischen Untersuchungen, daß für den Brückenbau ein Beton hoher Festigkeit verwendet worden war.

4.2.3. Betonporosität

Ein "gleichmäßiger, dichter Beton" wurde verwandt.

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Keine Angaben

4.2.5. Chloridgehalt des Betons
Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels
Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre
Keine Angaben

4.4.2. Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren
Keine Angaben

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel
Bei allen untersuchten Spanngliedabschnitten waren
die Hüllrohre mit Einpreßmörtel vollständig gefüllt.

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Die Spanndrähte aus dem gebrochenen Zugstiel der Brücke zeigten häufig kleine Korrosionsnarben mit einer Tiefe von etwa 0,05 mm. Die Bruchflächen der während des Ermüdungsversuches am Brückenbauwerk gebrochenen Spanndrähte ließen "mehr oder weniger deutlich eine Trennbruchzone und eine periphere Gleitbruchzone" erkennen.

An den Rändern einiger Bruchflächen wurden kleine glatte Zonen festgestellt, die auf das Vorhandensein eines Anrisses vor dem Eintreten des endgültigen Bruches schließen ließen. Korrosionsnarben wirkten während der Ermüdungsversuche in keinem Fall als Rißkeime. Auf vier der insgesamt 13 Bruchflächen des Zugstiel-Spanngliedes

wurde eine Zementkruste beobachtet, die vermutlich dadurch entstand, daß während der Ermüdungsversuche etwas Einpreßmörtel abgerieben wurde und auf die Bruchflächen der bereits gebrochenen Spanndrähte gelangte. Bei einem weiteren Spanndraht waren leichte Rostspuren auf einem Teil der Bruchfläche zu erkennen. Es war zu vermuten, daß schon vor dem Bruch des Zugstieles einzelne Spanndrähte gebrochen waren. Der Bruchausgang der meisten Ermüdungsbrüche lag in der eingewalzten Profilierung der Spanndrähte. Bei einer Drahtprobe wurde im Bruchbild eine starke oberflächliche Reibstelle mit zusätzlicher Gefügeverformung sowie neben der Bruchfläche ein weiterer kleiner, aber nur bei mikroskopischer Betrachtung erkennbarer Anriß festgestellt. Falls diese Reibstelle nicht sekundär verursacht worden war, konnte angenommen werden, daß diese Reibstelle die Bruchentstehung begünstigte.

In einem der vier nach dem Bruchversuch aus dem Brückenbauwerk entnommenen Spanngliedabschnitte, das aus 42 Spanndrähten bestand, wurden drei gebrochene Drähte gefunden. Zwei weitere Spanndrähte wiesen starke mechanische Beschädigungen auf, die offensichtlich von einem Werkzeug herrührten. Einige Drähte dieses Spanngliedabschnittes zeigten Korrosionsnarben, die in einzelnen Fällen eine Tiefe bis zu 0,2 mm hatten. Es sprachen keine Indizien für eine Bildung dieser Korrosionsnarben nach dem Injizieren des Spanngliedes, vielmehr wurde angenommen, daß die Narben bereits vor dem Einpreßvorgang vorhanden waren. Die mechanischen Beschädigungen der Spanndrähte entstanden mit größter Wahrscheinlichkeit vor dem Einbau oder während des Einbaus in die Brücke. Durch die Korrosionsnarben und die starken mechanischen Beschädigungen sind die festgestellten Drahtbrüche offenbar weitgehend gefördert worden, wenn nicht sogar verursacht worden.

4.5.2. Zugversuche

Die mechanisch-technologischen Kennwerte der beiden Spanndrahtsorten sind in Tabelle XXXVII zusammengestellt.

Drahttyp		A	A	A	B	B	B	Erforderliche Werte nach SBB-Richtlinien 1959
Drahtdurchmesser d	mm	5,00	5,00	5,01	5,00	5,04	5,04	
Zugfestigkeit β_s	kg/mm ²	167	163	165	174	169	172	>150
Proportionalitätsgrenze $\sigma_{0,005}$	kg/mm ²	100,0	91,8	91,3	102,0	100,0	90,2	
Streckgrenze $\sigma_s = \sigma_{0,2}$	kg/mm ²	140	137	136	155	149	148	
Streckgrenzenverhältnis σ_s/β_s		0,84	0,84	0,82	0,89	0,88	0,86	0,85-0,95
Elastizitätsmodul E	kg/mm ²	21 000	21 000	20 810	20 320	20 320	20 700	
Bruchdehnung gemessen auf 10 d :	λ_{10} %	8,0	8,0	8,0	3,6	4,6	5,0	> 6
gemessen auf 200 mm:	λ_{200} %	4,9	4,1	5,2	1,6	2,0	2,4	
Gleichmassdehnung:	λ_{G1} %	3,6	3,6	4,7	1,0	1,5	2,0	> 2
Kontraktion	φ %	26	36	39	36	40	40	>30

Tabelle XXXVII: Ergebnisse der Zugversuche

Die Ergebnisse der Zugversuche dokumentierten den unterschiedlichen Herstellungsgang der beiden Spanndrahttypen, wobei es sich bei Typ A um einen patentiert-gezogenen und angelassenen Spanndraht und bei Typ B um einen nur patentiert-gezogenen Spanndraht handelte. Der Drahttyp A zeigte deutlich höhere Gleichmaßdehnungs- und Bruchdehnungswerte, während der Drahttyp B bessere Bruch-einschnürungswerte aufwies.

In der letzten Spalte der Tabelle XXXVII sind die Sollwerte der "Richtlinien für die Beschaffenheit und Prüfung von Stahldraht und Kabeln für Spannbetonkonstruktionen" der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) von 1959 angegeben. Während die ermittelten Festigkeitswerte beider Drahtsorten praktisch durchweg den geforderten Mindestwerten entsprachen, zeigte der Drahttyp B nicht die geforderten Gleichmaßdehnungs- und Bruchdehnungswerte.

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Die für die Beurteilung der Zähigkeit und der Kerbempfindlichkeit gemessenen Biegezahlen der Hin- und Herbiegeversuche sind Tabelle XXXVIII zu entnehmen.

Der Drahttyp B zeigte gegenüber dem Drahttyp A höhere Dauerschwingfestigkeitswerte. Jedoch erfüllten beide Drahttypen gemäß Bild 84 die geforderten Mindestwerte nach den SBB-Richtlinien von 1959.

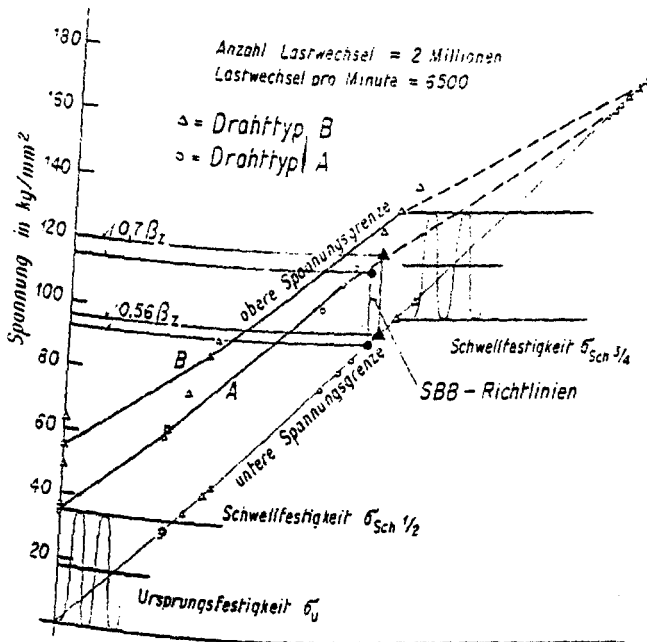


Bild 84:

Dauerfestigkeits-Schaubild
der aus dem Brückenbauwerk
entnommenen Spanndrähte

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Die Spanndrähte zeigten ein feinkörniges Mikrogefüge von sorbitischem Charakter mit ausgeprägter Kornorientierung in Drahtlängsachse, das mit feinen und vereinzelt etwas gröberen, nichtmetallischen Einschlüssen durchsetzt war. Diese Gefügeausbildung wurde für einen patentierten und kaltgezogenen Stahldraht als charakteristisch angesehen und als normal bewertet. Die Querschnitte der Spanndrähte aus dem gebrochenen Zugstiel wiesen eine "gewisse Randentkohlung" auf, und auch einige Spanndrähte eines Spanngliedabschnittes der Fahrbahnplatte zeigte "unterschiedlich stark ausgeprägte" Randentkohlung.

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Im Anschluß an die Bruchversuche wurde die mittlere Restvorspannkraft in den beiden wenig zerstörten Randfeldern an insgesamt zwölf ca. 2 m langen Spanngliedabschnitten bestimmt. In Tabelle XL sind die errechneten Vorspannkraft

Kabel Nr. R-Seite Opfikon L-Seite Ober- hausen	Zahl der Unter- suchten Drähte	Mittlere Dehnung in 10 ⁻⁴	Mittlere quadr. Abw. in 10 ⁻⁴	Errechn. Vor- spann- kraft t
1 R	21	4700	42	80,6
1 L	7	4540	26	77,9
2 R	7	4330	33	74,3
2 L	7	4370	42	74,9
3 R	8	4580	77	78,5
3 L	7	4200	81	72,0
4 R	7	4530	17	77,7
4 L	7	4715	57	80,9
5 R	9	4660	48	79,9
5 L	7	5465	55	93,7
6 R	9	4625	43	79,3
6 L	8	4355	56	74,7
Mittel aus allen Kabeln		4589	97	78,7

Tabelle XL: Bestimmung der Restvorspannung

kräfte zusammengestellt. Bemerkenswert bei den Dehnungsmessungen war die geringe Streubreite der Werte für die einzelnen Spanndrähte eines Spanngliedes. Der Mittelwert der Restvorspannkraft betrug 78,7 t = 771,8 kN mit einem Minimalwert von 72 t = 706,1 kN und einem Maximalwert von 93,7 t = 918,9 kN.

Der Spannkraftverlust wurde für die rund fünfjährige Nutzungsdauer der

Brücke auf (7...9,5) % abgeschätzt, je nachdem, ob der Spannkraftverlust auf die Sollvorspannung oder auf die vermutliche Anfangsvorspannung bezogen wurde. Die realen Spannverluste wurden durch den angenommenen Spannkraftverlust von 12 % in der statischen Berechnung gedeckt.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Aus dem 5jährigen Brückenbauwerk wurden zwei Spanndrahtsorten mit unterschiedlichem Herstellungsgang aus vollständig verpreßten Hüllrohren entnommen, und zwar ein nur patentiert-gezogener und ein patentiert-gezogener und angelassener Spanndraht. Vor dem Abbruch und der Entnahme des Probenmaterials war das Gesamtbauwerk Ermüdungsversuchen und statischen Bruchversuchen unterworfen worden. Die Festigkeitskennwerte des Zugversuches beider Drahtsorten erfüllten die

geforderten Nennwerte, während der nur patentiert-gezogene Spanndraht die geforderten Gleichmaßdehnungs- und Bruchdehnungswerte nicht aufwies. Geritzte Biegeproben des nicht angelassenen Spanndrahtes erreichten dagegen Biegezahlen des 4 bis 11fachen Wertes des patentiert-gezogenen und angelassenen Spanndrahtes.

Beide Spannstahlsorten überstanden im Dauerschwingversuch mit den geforderten Mindestwerten der Schwingbreite die Grenzschwingspielzahl von 2×10^6 , obwohl vereinzelt Narben der Tiefe 0,05 mm aus der Zeit vor dem Verpressen vorlagen.

Die Vorspannungsverluste der Spannglieder wurden nach der rund fünfjährigen Nutzungsdauer des Bauwerkes zu 7 bis 9,5 % bestimmt, die damit durch den angenommenen Vorspannungsverlust von 12 % in der statischen Berechnung vollständig abgedeckt wurden. Bemerkenswert war die geringe Streubreite der Vorspannung bei den einzelnen Spanndrähten innerhalb eines Spanngliedes.

Brückenbauwerk Nr. 11:

Spannbetonbrücke über die Brachtpe bei Olpe

Unterlagen

1. R. Walther/B. Klaus:

Versuche an der Spannbetonbrücke über die Brachtpe bei Olpe

Bericht der Amtlichen Forschungs- und Materialprüfanstalt für das Bauwesen an der Technischen Hochschule Stuttgart, Otto-Graf-Institut, Abteilung für Stahl und Stahlbeton (September 1968)

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Im Jahre 1955 wurde die Spannbetonbrücke im Zuge der Bundesstraße B54 bei Olpe erbaut.

1.2. Bauwerkskonstruktion

Grundriß, Längs- und Querschnitte des Brückenbauwerkes sind in Bild 65 dargestellt. Es handelte sich um eine vorgespannte Hohlplatte mit folgenden Hauptabmessungen:

Spannweite..... $l = 16,85 \text{ m}$ (in Brückenachse)

Breite..... $b = 11,60 \text{ m}$

Konstruktionshöhe. $h = 0,80 \text{ m}$

Schiefe..... $\psi = 11^\circ$

Quergefälle..... 4%

Die Brückenunterkante lag i.M. rund 1,5 m über dem normalen Wasserspiegel.

Als Hohlkörper wurden Blechfässer von $\varnothing 570 \text{ mm}$ bei einem Mindest-Zwischenraum von 150 mm verwendet.

1.3. Spannbewehrung

Für die Längs- und Quervorspannung wurden Spannglieder verwendet, deren zulässige Vorspannkraft jeweils $22,5 \text{ Mp} = 220,6 \text{ kN}$ betrug. In Längsrichtung waren insgesamt 86 Spannglieder (Gesamtvorspannkraft: $1.935 \text{ Mp} = 18.976 \text{ kN}$) angeordnet, die in der Feldmitte gleichmäßig über den Querschnitt verteilt und gegen die Auflager hin in den Längsrippen zusammengefaßt und zum Plattenschwerpunkt hochgezogen waren. In den Querrippen waren oben und unten jeweils Spannglieder zu $22,5 \text{ Mp} = 220,6 \text{ kN}$ angeordnet.

1.4. Aufbau der Spannglieder

Für die Längs- und Quervorspannung waren FREYSSINET-Spannglieder verwendet worden. Ein Spannglied bestand aus 12 Spanndrähten mit $\varnothing 5,2 \text{ mm}$, die in einer Lage um eine innere Stahldrahtwendel herumgelegt waren.

1.5. Spannstahlsorte

Vergüteter Spanndraht St 145/160 (St 1.420/1.570) - $\varnothing 5,2 \text{ mm}$ - rund, glatt

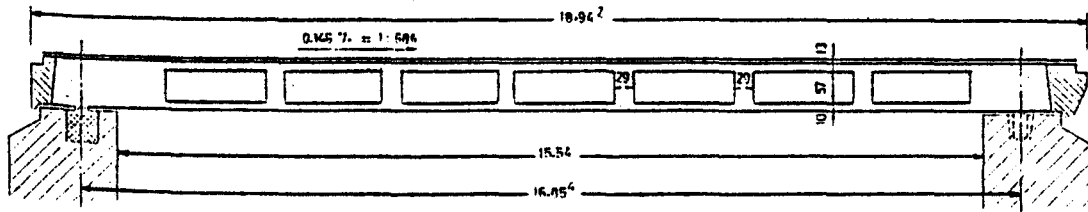
1.6. Hüllrohr

Die glatten Blechhüllrohre mit einer Nennweite von 30 mm besaßen einen Längsfalz.

1.7. Konstruktionsbeton

Es war ein Beton der Festigkeitsklasse B30 vorgesehen. Im Alter von 28 Tagen betrug die Würfeldruckfestigkeit $\sigma_{\text{DW}}(28) = 483 \text{ kp cm}^{-2} = 47 \text{ N mm}^{-2}$. Anhand bekannter Zeit-Festigkeit-Kurven kann angenommen werden, daß der Beton zum Zeitpunkt des Vorspannens, d.h. im Alter von 8 Tagen, eine Würfeldruckfestigkeit von $\sigma_{\text{DW}}(8) = 320 \text{ kp cm}^{-2} = 31 \text{ N mm}^{-2}$ besaß.

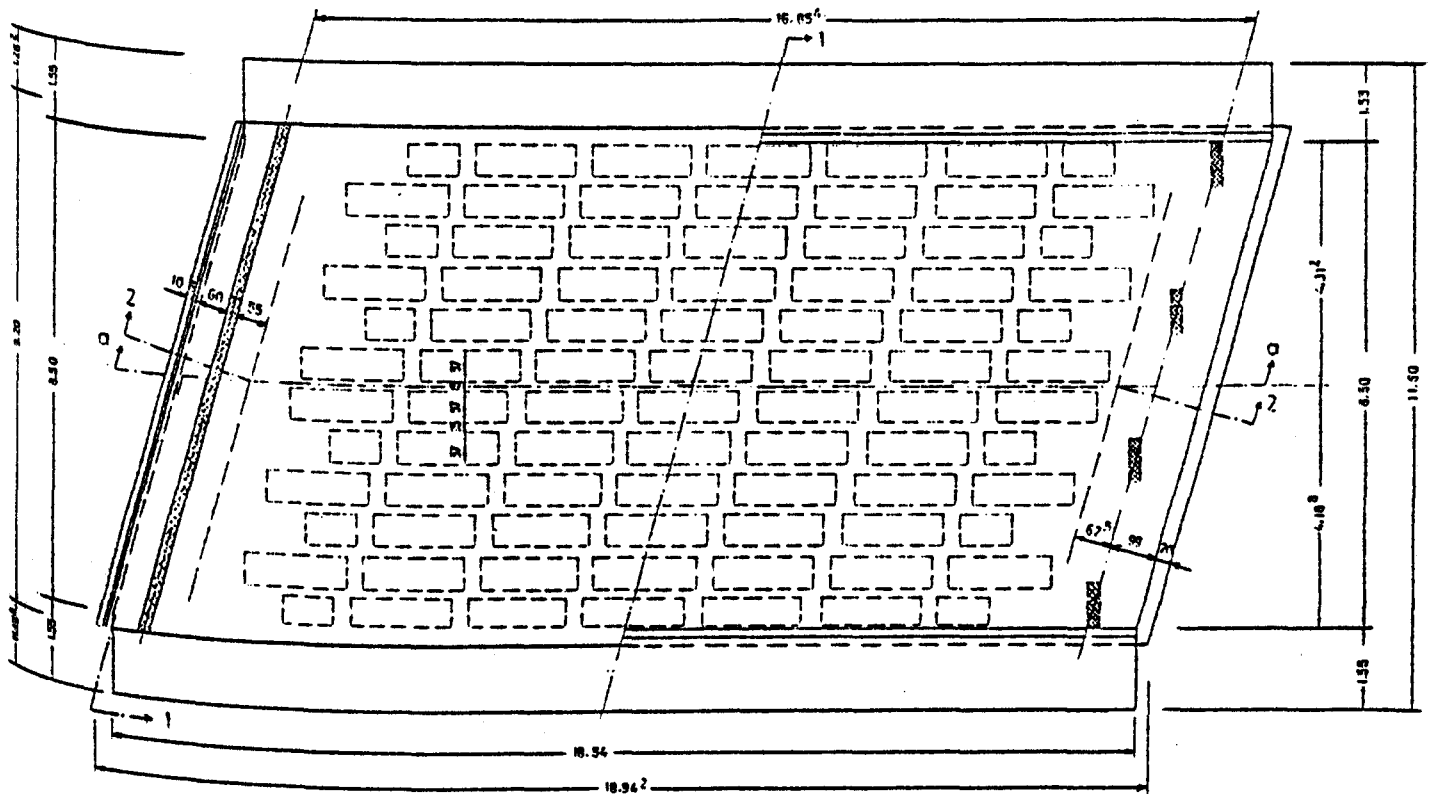
Längsschnitt a - a



Grundriss

Untersicht

Draufsicht



Schnitt 1-1

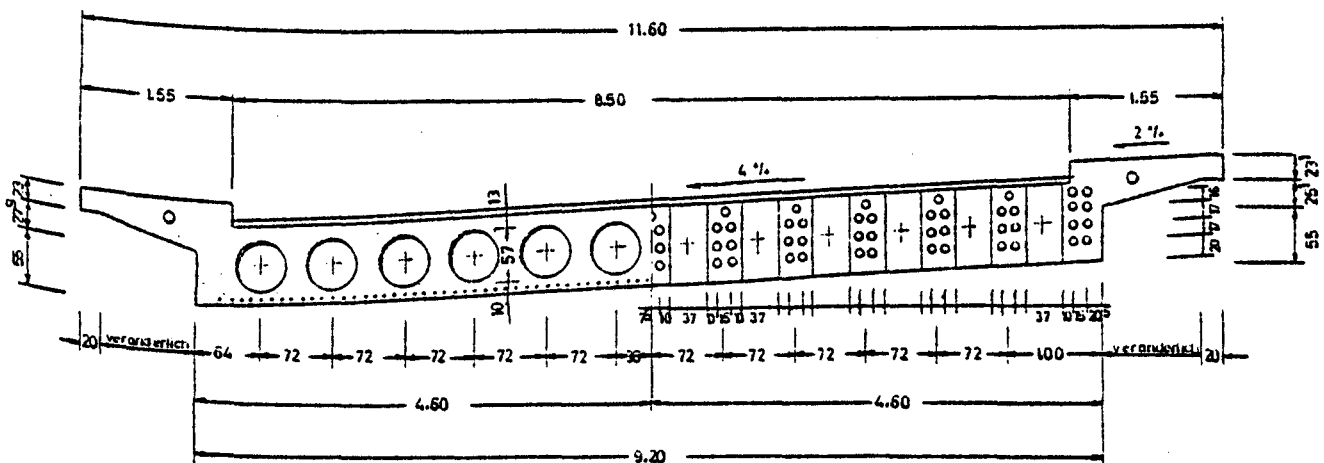


Bild 85: Konstruktion der Spannbetonbrücke über die Brachtpe

2. Bauwerksgeschichte

Keine Angaben

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Sommer 1966. Die Nutzungsdauer der Brücke betrug ca. 11 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Zu Beginn des Brückenbaus stand schon fest, daß die Brücke später in den Staubereich der geplanten Bigge-Talsperre zu liegen kommen würde und dann abgebrochen werden müsse. Aus diesem Grunde wurde bei Baubeginn beschlossen, Langzeituntersuchungen insbesondere über das Schwind- und Kriechverhalten des Betons durchzuführen und zu diesem Zweck u.a. ein mit Meßstellen besetztes Spannglied ohne Einpreßmörtel zu belassen.

Die Spannbetonbrücke zeigte nach elfjähriger Nutzungsdauer keine Schäden und war frei von Rissen.

3.3. Art des Abbruches

Keine Angaben

3.4. Probennahme

Keine Angaben

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Keine Angaben

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Die Würfeldruckfestigkeit des Betons B30 war vom Zeitpunkt des Vorspannens von $\beta_{DW} = 31 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ während der 11jährigen Nutzungsdauer auf $\beta_{DW} = 72 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ angewachsen

Die Prismendruckfestigkeit des Betons betrug nach 11 Jahren $\beta_{DP} = 561 \text{ kp}\cdot\text{cm}^{-2} = 55 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$. Der Elastizitätsmodul des Betons war hingegen von $E = 0,34 \cdot 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ (Betonalter: 210 Tage) nach 11 Jahren auf $E = 0,41 \cdot 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ angestiegen.

4.2.3. Betonporosität

Keine Angaben

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Keine Angaben

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

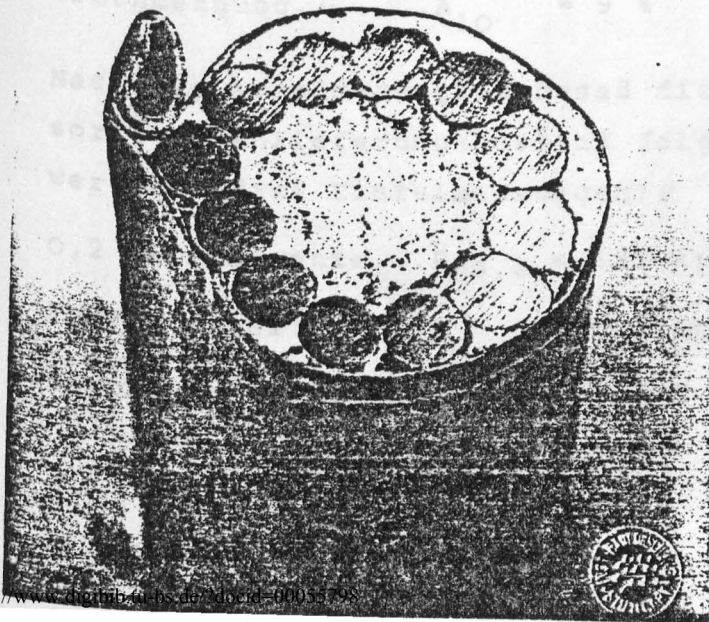
4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Keine Angaben

4.4.2. Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren

Bild 86:

Querschnitt eines ausgebauten Spanngliedes. Die Berührung der Spanndrähte untereinander und mit dem Hüllrohr ist klar erkennbar.



Die Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren entsprach der FREYSSINET'schen Anordnung. Die Spanndrähte berührten sich untereinander und hatten stellenweise Kontakt mit dem Hüllrohr; die Umhüllung der Spanndrähte mit Einpreßmörtel war stellenweise unvollständig (Bild 86).

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Die Hüllrohre waren - abgesehen von einigen kleinen Luftblaseneinschlüssen - mit Einpreßmörtel vollständig ausgepreßt.

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Das äußerste unterstromliegende Spannglied wurde ausgebaut und auf Korrosionsschädigungen untersucht. Auf einer Länge von 2 m waren an den einzelnen Spanndrähten dieses Spanngliedes keine Anzeichen von Korrosion zu erkennen. Auch im Bereich der stellenweise im Einpreßmörtel eingeschlossenen Luftblasen wurden keine Korrosionsstellen an den Spanndrahtoberflächen vorgefunden.

4.5.2. Zugversuche

Die Zugversuche an den ausgebauten Spanndrähten ergaben folgende mechanisch-technologischen Kennwerte:

$$0,2 \% \text{-Dehngrenze} \dots R_{p0,2} = 151 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.481 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$\text{Zugfestigkeit} \dots R_m = 158 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.549 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$\text{Bruchdehnung} \dots A_{10} = 9 \%$$

Nach dem Abnahmezeugnis besaß die verwendete Spannstahlsorte im Anlieferungszustand folgende Kennwerte (Mittelwert aus drei Einzelmessungen):

$$0,2 \% \text{-Dehngrenze} \dots R_{p0,2} = 152 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.491 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$\text{Zugfestigkeit} \dots R_m = 162 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.589 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$\text{Bruchdehnung} \dots A_{10} = 7,2 \%$$

Die geprüften Spanndrähte besaßen nach 11jähriger Einbaudauer unter Berücksichtigung der Meßwertstreuungen unverändert ihre ursprünglichen Kennwerte.

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche.

Keine Angaben

4.5.4. Dauerschwingversuche

Die ausgebauten Spanndrähte ertrugen die Grenzlastspielzahl von 2×10^6 bei einer Schwingbreite von $2 \sigma_A = 30 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 294 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ohne Bruch. Die Unter-
spannung der Versuchsreihe betrug $\sigma_u = 0,9 \cdot 0,55 R_m = 79 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2}$. Die ermittelte Dauerschwingfestigkeit $2 \sigma_A$ entsprach dem Nennwert des Zulassungsbescheides der Spannstahlsorte. Die Dauerschwingfestigkeit des Spannstahles hatte während der Nutzungsdauer also keine Einbuße erlitten.

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Um die reinen Spannstahldehnungen während der Nutzungsdauer des Brückenbauwerks erfassen zu können, war auf der Oberstromseite der Brücke ein zusätzliches, aber nicht verpreßtes Spannglied eingebaut worden. Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen unmittelbar nach dem Vorspannen und kurz vor dem Abbruch des Bauwerkes sind in Tabelle XLI zusammengestellt. Danach betrug die mittlere Dehnungszunahme $\Delta \varepsilon = 0,375 \%$. Bezogen auf die mittlere Ausgangsvorspannung von $\sigma_{Z,Vo} = 8.570 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 840 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ bedeutete

diese Dehnungsänderung einen Spannungsverlust von 9,2 %. Die mittlere Restvorspannung eines vollständig verpreßten Spanngliedes wurde zu $\sigma_{z,s+k} = 7.720 \text{ kp} \cdot \text{cm}^{-2} = 757 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ bestimmt. Damit waren die ermittelten Spannungsverluste eines Spanngliedes mit Verbund und eines Spanngliedes ohne Verbund praktisch von gleicher Größe.

Meßfenster		L i n k s		M i t t e		R e c h t s	
Zeitpunkt der Messung	Meßstrecke	ϵ ‰	σ kp/cm ²	ϵ ‰	σ kp/cm ²	ϵ ‰	σ kp/cm ²
Nach dem Vorspannen	1	3,91	8210	4,08	8560	4,22	8860
	2	4,18	8760	4,32	9070	3,88	8150
	3	4,03	8460	4,17	8760	3,96	8310
	Mittel	4,02	8470	4,19	8800	4,04	8440
Nach 11 Jahren	1	3,90	8190	3,70	7770	3,49	7340
	2	3,52	7400	3,92	8240	3,81	8000
	3	3,59	7540	3,82	8030	3,64	7650
	Mittel	3,67	7710	3,81	8000	3,64	7650
Differenz		0,35	735	0,38	799	0,40	840

Tabelle XLI: Gemessene Spanndrahtdehnungen im Meßspannglied

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Nach 11jähriger Gebrauchsdauer im Bauwerk besaß der vergütete Spanndraht St 145/160 (St 1.420/1.570) bei einwandfrei verpreßten Hüllrohren unter Berücksichtigung der Meßwertstreuungen unverändert die mechanisch-technologischen Kennwerte des Abnahmezeugnisses im Zugversuch.

Auch in der dynamischen Prüfung entsprach die gemessene Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit dem Nennwert des Zulassungsbescheides. Die statischen und dynamischen Kennwerte des Spannstahles hatten während der Nutzungsdauer im Bauwerk keine Einbuße erlitten.

Die gemessenen Vorspannungsverluste lagen im Mittel bei 9,2 % der ursprünglich gemessenen Vorspannung und waren in verpreßten wie in einem unverpreßten Spannglied gleich groß.

Brückenbauwerk Nr. 12:

Pliensaubrücke in Esslingen am Neckar

Unterlagen

1. K. Schäfer/H. Scheef:

Untersuchungen an einem über 20 Jahre alten Spannbetonträger der Pliensaubrücke Esslingen am Neckar

Abschlußbericht des Institutes für Massivbau der Universität Stuttgart (Juli 1980)

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Die Pliensaubrücke in Esslingen, eine der ältesten Steinbrücken Deutschlands nördlich der Donau, ist eine massive Bogenbrücke mit 8 Feldern. Sie überbrückt den Neckarkanal sowie die in einem Teil des früheren Neckarbettes geführte Bundesstraße B10. Um die gesamte Breite der alten Brücke für den Kraftfahrzeug- und Straßenbahnverkehr nutzen zu können, wurde in den Jahren 1956 und 1957 auf der Westseite eine Gehwegverbreiterung angebracht.

1.2. Bauwerkskonstruktion

Die Gehwegverbreiterung der Pliensaubrücke bestand je Feld aus 3 jeweils 1 m breiten Spannbetonfertigteilträgern (Bild 87). Die Querschnitte der Außen-, Mittel- und Innenträger waren verschieden, aber jeweils in allen 8 Feldern gleich. Die Spannbetonträger in den verschiedenen Feldern unterschieden sich nur in ihrer Spannweite. Die Stützweiten lagen zwischen 17 und 25 m. Zwischen der alten Brücke und dem Innenträger der Gehwegverbreiterung waren Einhängeplatten angeordnet. Die Träger der Gehwegverbreiterung waren auf kleinen, wandartigen Pfeilern

gelagert, die auf den bestehenden Brückenpfeilern aufgesetzt waren. Die Längsfugen zwischen den Trägern sowie die Quersfugen an den Stützungen waren mit Mörtel vergossen. Auf den Trägern waren etwa 6 cm Gefällebeton und darauf 2 cm Gußasphalt aufgebracht.

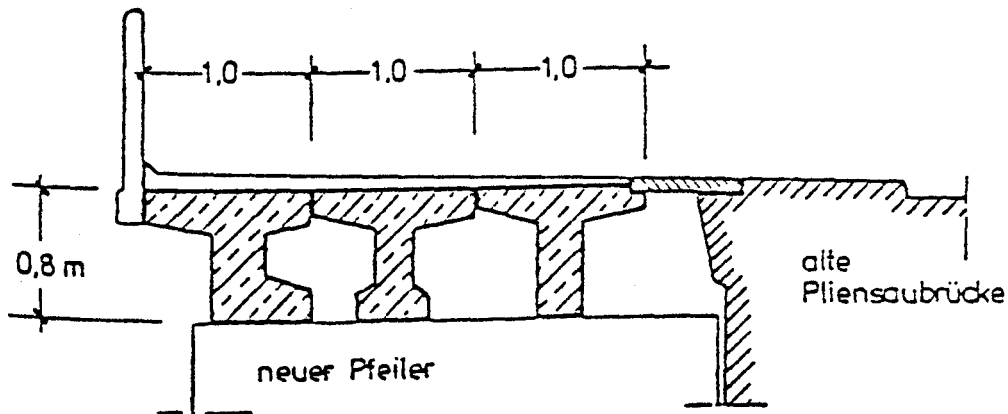


Bild 87: Lage der Träger im Bauwerk

1.3. Spannbewehrung

Die Spannbetonfertigteilträger waren in Längsrichtung mit 5 Spanngliedern bestückt. Zum Zusammenspannen der Außen-, Mittel- und Innenträger wurden Querspannglieder eingesetzt, die ausgehend von der Symmetrieachse in Feldmitte im Abstand von 2,64 m verlegt waren.

1.4. Aufbau der Spannglieder

Die Längsspannglieder hatten die FREYSSINET'sche Ringanordnung von 12 Spanndrähten mit $\varnothing 8$ mm, die in einer Lage um eine innere Stahldrahtwendel im Hüllrohr verlegt waren.

Für die Querspannglieder wurden DYWIDAG-Spannglieder aus Einzelstabstählen $\varnothing 26$ mm verwendet, deren Verankerungen durch Muttern über ein auf die Stabstahlenden aufgerolltes Gewinde erfolgte.

1.5. Spannstahlsorten

Längsspannglieder: Vergüteter Spannstahl St 135/150

(St 1.325/1.470) - $\varnothing 8,0$ - rund, glatt

Querspannglieder: Naturharter Spannstahl St 60/90

(St 590/885) - Ø 26 mm - rund, glatt
mit aufgerolltem Gewinde an den Spann-
gliedenden

1.6. Hüllrohre

Keine Angaben

1.7. Konstruktionsbeton

Für die Spannbetonträger wurde ein Beton der Festigkeits-
klasse B45 gewählt.

2. Bauwerksgeschichte

Keine Angaben

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Dezember 1978. Die Nutzungsdauer der Gehwegverbreiterung
betrug ca. 21 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Bei einer Brückenkontrolle im Frühjahr 1977 wurden an den
Unterseiten einiger Spannbetonträger Rostflecken, weiße
Flecken (Tausalzablagerungen) sowie Risse und Abplatzungen
festgestellt. Da eine Sanierung der Träger laut einer
gutachterlichen Stellungnahme sehr teuer gewesen wäre und
der gesamte Kraftfahrzeug- und Straßenbahnverkehr ohnehin
von einem inzwischen neu erbauten Brückenbauwerk über-
nommen worden war, wurde der Entschluß gefaßt, die Geh-
wegverbreiterung zu entfernen, um die alte Brücke
bei Abschluß dieser Forschungs

3.3. Art des Abbruches

Zum Trennen des Mittelträgers von Innen- und Außenträger
wurden die Querspannglieder freigelegt und mit dem
Schneidbrenner durchgetrennt. Keine weiteren Angaben.

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Die Druckfestigkeit des Betons wurde an zwei Bohrkernen (\varnothing 100 mm), die dem Träger vertikal entnommen worden waren, bestimmt. Die Zylinderdruckfestigkeit beim Versagen betrug bei

Probe 1: $\beta_c = 67,9 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ bei $\varepsilon_u = 2,02 \%$

Probe 2: $\beta_c = 76,6 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ bei $\varepsilon_u = 2,27 \%$

An drei Bohrkernabschnitten wurde die Spaltzugfestigkeit ermittelt. Diese Prüfung ergab an

Probe 3: $\beta_{SZ} = 5,05 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$

Probe 4: $\beta_{SZ} = 5,51 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$

Probe 5: $\beta_{SZ} = 5,28 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$

Der Mittelwert der drei Messungen betrug $\bar{\beta}_{SZ} = 5,28 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$

Bei der geringen Anzahl der Proben war es unmöglich, eine Aussage über die wahrscheinliche Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit des Betons zu machen. Da die Betonfestigkeit bei der Herstellung der Spannbetonträger nicht mehr festzustellen war, konnte nur angenommen werden, daß er die für die Betongüte B45 notwendige Festigkeit erreichte.

4.2.3. Betonporosität

Keine Angaben

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Keine Angaben

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

Keine Angaben

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Keine Angaben

4.5.2. Zugversuche

Die Ergebnisse der Zugversuche an drei Spannstahlproben der Längsspannglieder sind in Tabelle XLII zusammengestellt.

Gemessene Werte					
Probe Nr.	Durch- messer \varnothing [mm]	Quer- schnitt A [mm ²]	Dehn- grenze $\beta_{0,2}$ [N/mm ²]	Zug- festigkeit β_z [N/mm ²]	Bruch- dehnung A ₁₀ [%]
8.1	8,04	50,77	1.411	1.518	8,7
8.2	8,00	50,27	1.421	1.528	8,7
8.3	8,01	50,39	1.436	1.528	8,7
Nenn- werte	8,0	50,3	1.325	1.470	6

Tabelle XLII: Ergebnisse der Zugversuche

Die Nennwerte der vergüteten Spannstahlsorte St 1.325/1.470 wurden stets erreicht.

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche bzw. Faltversuche

Keine Angaben

4.5.4. Dauerschwingversuche

Keine Angaben

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Zur Abschätzung der im Spannstahl vorhandenen Vorspannung wurde etwa 3,50 m vom Auflager entfernt das oberste Längsspannglied freigelegt.

In der ursprünglichen statischen Berechnung war in der Feldmitte des Trägers eine Vorspannung von $\sigma_{vo} = 775 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ und an den Spanngliedenden von $\sigma_{vo} = 802 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ zugrunde gelegt worden. Die Spannprotokolle des Spannbetonträgers waren allerdings nicht mehr vorhanden. Unter Zugrundelegung der mittleren gemessenen Dehnungsabnahme von $\epsilon = 2,52 \%$ ergab sich im betrachteten Spannglied eine Abnahme der Vorspannkraft zwischen 30 und 33 %.

Es war nicht festzustellen, ob die verbliebene geringere als erwartete Vorspannung von einem größeren Schwinden und Kriechen des Betons herrührte oder ob die aufgebrachte Vorspannung bereits kleiner als die erforderliche war.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Die mechanisch-technologischen Kennwerte des vergüteten Spanndrahtes St 135/150 (St 1.325/1.470), der nach rund 21jähriger Gebrauchsdauer den Längsspanngliedern der Spannbetonträger entnommen wurde, lagen oberhalb der Nennwerte des Zulassungsbescheides. Angaben über die Verpressung der Hüllrohre bzw. über den Oberflächenzustand der Stähle wurden nicht gemacht. Die Abschätzung der Vorspannung anhand von Dehnungsmessungen ergab für die Längsspannglieder einen mittleren Vorspannungsverlust zwischen 30 und 33 % gegenüber dem rechnerischen Sollwert. Die Ursachen dieses hohen Vorspannungsverlustes durch Schwinden und Kriechen des Betons, durch Relaxation des Spannstahles oder durch eine von der Baustatik abweichende, geringere Anfangsvorspannung waren nicht zu rekonstruieren.

Brückenbauwerk Nr. 13

Autobahnbrücke Dernbacher Dreieck

Unterlagen

1. D.E. Lebek:
Bericht über Untersuchungen am Kreuzungsbauwerk A 252
BAB Dernbacher Dreieck - Autobahn Koblenz B 3.3 - 6200-869/75,
Bundesanstalt für Straßenwesen (März 1975)
2. Untersuchungen an ausgebauten Spannbündeln aus Spannstahl
SIGMA-St 135/150, \varnothing 8 mm, von der Autobahnbrücke Dernbacher
Dreieck.
Untersuchungsbericht Nr. 31 675 vom 23. Sept. 1970;
Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Werk Rheinhausen,
Qualitätswesen-Werkstoffstelle 2.

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr
1957

1.2. Bauwerkskonstruktion

Das Bauwerk war eine über 2 Felder (Stützweite i.M.
ca. 44 m) durchlaufende 5-stegige Plattenbalkenbrücke.
Im Grundriß war die Brücke gekrümmt (Krümmungsradius ca.
500 m) und hatte stark schiefwinklige Auflagerungen.
Die Brückenbreite betrug 14,75 m (Bild 89).

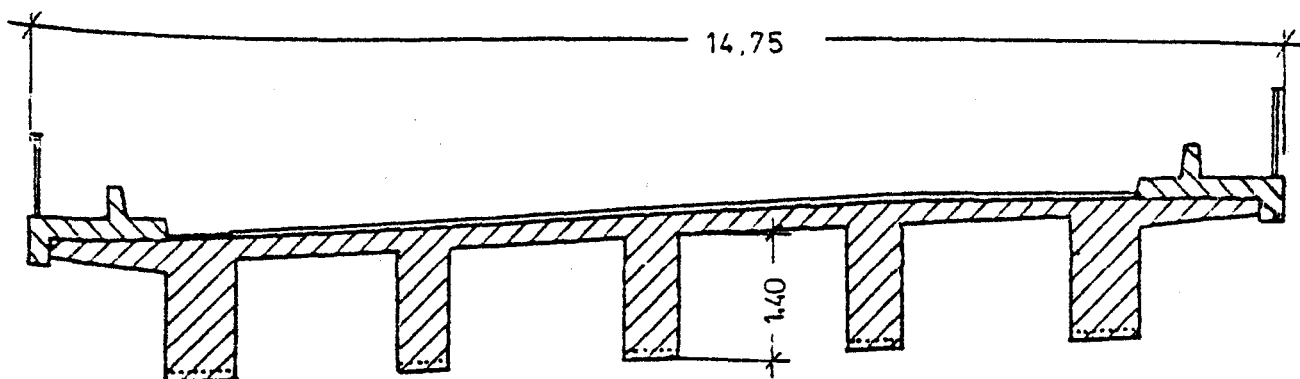


Bild 89: Querschnitt. Kreuzungsbauwerk A 252 der BAB
Dernbacher Dreieck - BAB Koblenz

Der Fahrbahnbelag beider Fahrspuren bestand aus zwei Lagen Gußasphalt auf Mastixisolierung. Der Bereich unter den Kappen hatte keine Isolierung.

1.3. Spannbewehrung

Das Kreuzungsbauwerk war eine längs und quer vorgespannte Plattenbalkenbrücke.

1.4. Aufbau der Spannglieder

Das Bauwerk war nach dem Verfahren von FREYSSINET vorgespannt. Ein Spannglied bestand aus 12 Spanndrähten von \varnothing 8,0 mm, die in einer Lage um eine innere Stahldrahtwendel gelegt waren.

1.5. Spannstahlsorte

Vergüteter Spannstahl St 135/150 (St 1.325/1.470) - \varnothing 8,0 mm
- rund, glatt.

1.6. Hüllrohr

Es waren gewellte Blechhüllrohre verwendet worden.

1.7. Konstruktionsbeton

Keine Angaben

2. Bauwerksgeschichte

Bereits während der Bauausführung waren folgende Mängel am Brückenbauwerk festgestellt worden:

wasserdurchlässige Stellen,

teilweise unverpreßte Spannglieder

und mangelhafte Beschaffenheit der Sichtflächen.

Eine ca. drei Jahre nach der Fertigstellung des Bauwerks durchgeführte Torkretierung hatte sich als eine unzureichende Sicherungsmaßnahme erwiesen.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Frühjahr 1970. Die Nutzungsdauer des Kreuzungsbauwerkes betrug ca. 12 Jahre

3.2. Grund des Abbruches

Der Abbruch der Brücke erfolgte wegen mangelhafter Betongüte.

3.3. Art des Abbruches

Der Abbruch erfolgte durch Sprengung.

3.4. Probennahme

Keine Angaben

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Es gab Bereiche, die eine mangelhafte bis fehlende Betondeckung aufwiesen und dem unmittelbaren Angriff von tau-salzhaltigem Sprüh- und Spritzwasser ausgesetzt waren.

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Keine Angaben

4.2.3. Betonporosität

Der Beton des Überbaus war teilweise von Kiesnestern, Gängen und vereinzelt größeren Hohlräumen durchsetzt und bot häufig das Aussehen eines "Einkornbetons".

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Keine Angaben

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Unmittelbar unter der Mastixisolierung wurden Chloridgehalte zwischen 0,005 und 0,014 Masse-% bezogen auf dem Beton festgestellt.

Ab einer Tiefe von 40 bis 70 mm unterhalb der Oberkante des Konstruktionsbetons änderte sich der Chloridgehalt kaum mehr. Hier war vermutlich der natürliche Chloridgehalt des Betons erreicht, dessen Werte zwischen 0,004 und 0,008 Masse-% lagen. Ein deutlicher Anstieg des Chloridgehaltes wurde an den Betonunterkanten der Überbaukonstruktion festgestellt. Hier schwankten die Werte zwischen 0,013 und 0,025 Masse-% bezogen auf den Beton. Der Chloridgehalt erreichte in diesen Bereichen im Mittel 60 % des zulässigen Grenzwertes, der 0,033 Masse-% bezogen auf den Beton beträgt. Bedenklich hohe Chloridgehalte zeigte der Beton im Bereich der Kappen, an deren Oberkanten der zulässige Grenzwert erreicht wurde. In der Grenzschicht zwischen Kappen- und Konstruktionsbeton wurde die 1,7-fache Cl^- -Menge des Grenzwertes ermittelt.

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Bei der Entnahme der Einpreßmörtelproben wurde berücksichtigt, daß die Entnahmestellen während der Nutzungsdauer des Bauwerks möglichst "extremen" Bedingungen unterlagen, d.h., diese Bereiche hatten eine mangelhafte bis fehlende Betondeckung und waren dem unmittelbaren Angriff von tausalzhaltigem Sprüh- und Spritzwasser ausgesetzt. In den Bereichen, denen die drei Einpreßmörtelproben entnommen wurden, zeigten die freigelegten Spanndrähte gar keine oder nur sehr geringe Oberflächenkorrosionsschädigungen. Der Einpreßmörtel war dicht und blasenfrei.

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

Es wurden folgende Chloridgehalte an den drei entnommenen Einpreßmörtelproben analysiert:

0,001 Masse-%, 0,001 Masse-% und 0,002 Masse-% bezogen auf den Zementgehalt. Die Chloridgehalte lagen damit stets unter dem als zulässig geltenden Wert von 0,20 Masse-%.

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Die Hüllrohre aller Spanngliedabschnitte waren außen-seitig stellenweise rostig, wobei neben starkem Rostbefall vereinzelt auch annähernd durchkorrodierte Stellen gefunden wurden. Nach dem Zerlegen einzelner Spannglieder wurde folgender Zustandsbefund aufgenommen:

Spannglied Nr.	Hüllrohre		Spanndrähte
	außen	innen	
V außen	mittelstark rostig	fast ohne Rost- befall	alle ohne Korrosion
V innen	leicht bis mittelstark rostig	ohne Rost- befall	alle stellenweise leicht angerostet
56	allgemein leicht, stel- lenweise stark rostig	stellenweise leichter Rostbefall	einige ohne Korrosion, einige an mehreren Stellen leicht angerostet
-	mittelstark rostig	stellenweise leichter Rost- befall	stellenweise leicht angerostet

Die Außenseite des Spanngliedes Nr. V außen (Bild 90) war stark korrodiert, während die Innenseite nur wenige Rostflecken aufwies (Bild 91). Eine stark verrostete Außenwandung zeigte auch das Hüllrohr von Spannglied Nr. 56 (Bild 92).

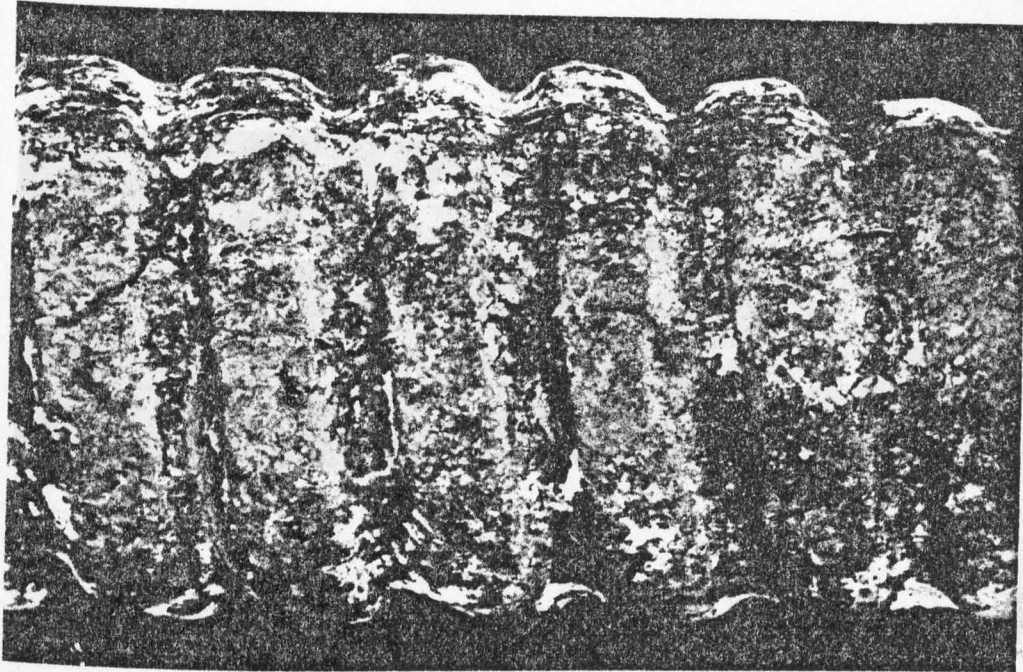


Bild 90: Stark korrodierte Außenseite des
Hüllrohres von Spannglied Nr. V außen

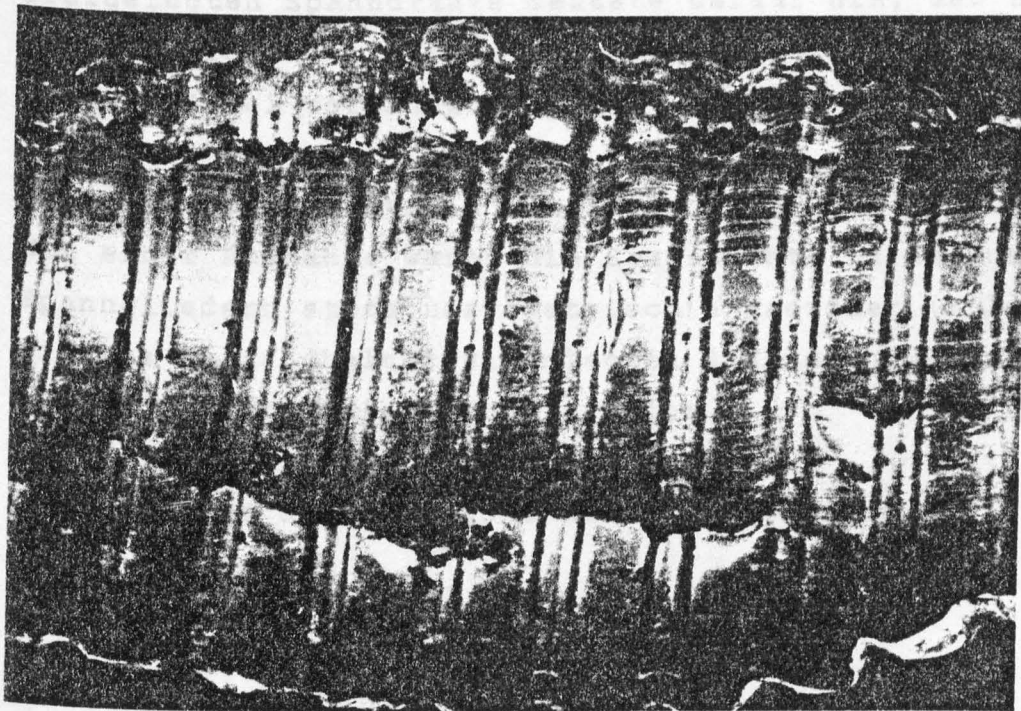


Bild 91: Innenseite des Hüllrohres von Spann-
glied Nr. V außen (s. Bild 90)

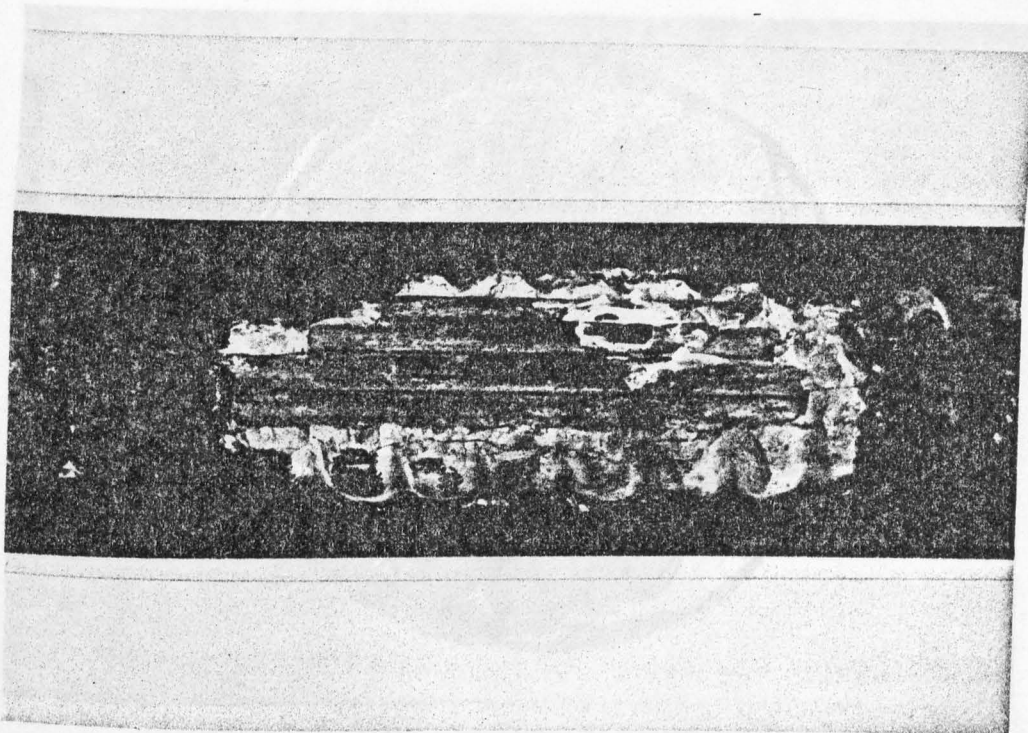


Bild 92: Freigelegte Spanndrähte des Spanngliedes Nr. 56 im Bereich des stark korrodierten Hüllrohres

4.3. Untersuchung der Spanndrähte

Der relativ gute Oberflächenzustand der an dieser Stelle freigelegten Spanndrähte deutete darauf hin, daß noch ein ausreichender Korrosionsschutz unter dem vorhandenen Verpreßmörtel vorhanden war.

- 4.4.2. Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren
- Mit einer Ausnahme waren die Spanndrähte in den geöffneten Spanngliedern stets unsymmetrisch angeordnet (Bild 93). Die als Abstandhalter eingelegten Stahldrahtwendeln hatten ihre Funktion nicht erfüllt.

- 4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel
- Keine Angaben

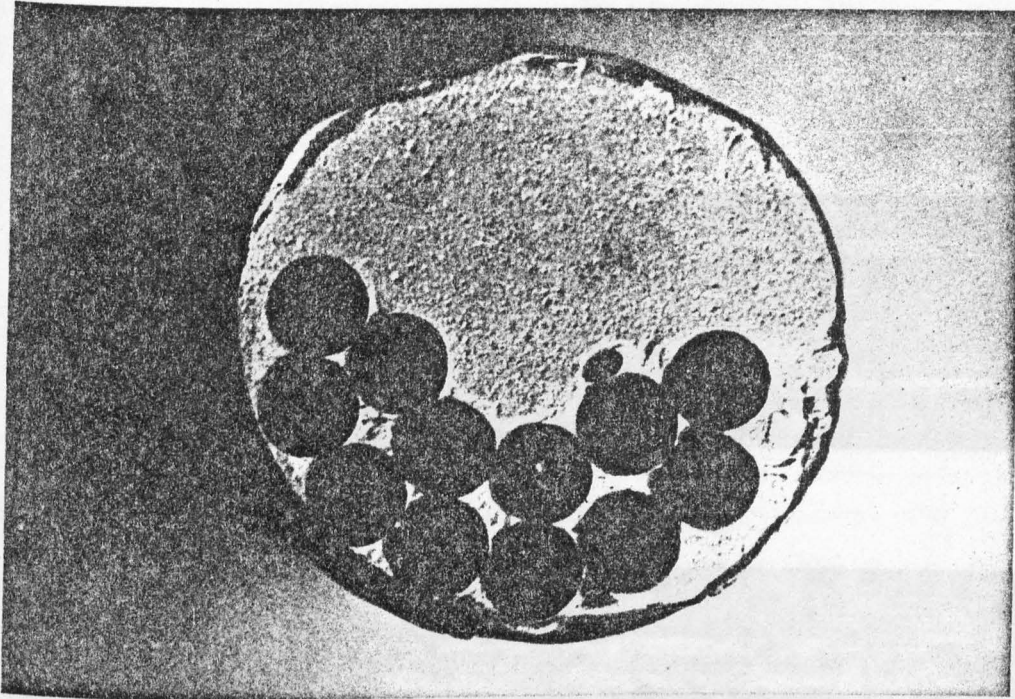


Bild 93: Querschnitt eines Längsspanngliedes
Die Berührung der Spanndrähte unter-
einander und mit dem Hüllrohr ist
deutlich erkennbar.

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Die Bilder 94a und 94b dokumentieren den Oberflächenzustand der Spanndrähte, der beim Zerlegen des Spanngliedes Nr. 56 angetroffen wurde. In Bild 94a sind einige Spanndrähte ohne Korrosionsangriff und ein Spanndraht mit der in diesem Spannglied stärksten Korrosionsschädigung (Draht Nr. 56/1) abgebildet, während in Bild 94b nur leicht korrodierte Spanndrähte zu erkennen sind. Der sichtbare Streifen des Einpreßmörtels mit Rostflecken stammte von Draht Nr. 56/1. Über den Oberflächenzustand der Spanndrähte des Spanngliedes Nr. V innen gibt Bild 95 Auskunft.

Der untere Spanndraht in Bild 95 charakterisiert den allgemein vorherrschenden Oberflächenzustand, während der obere Spanndraht die bei einigen Spanndrähten zusätzlich vorliegenden Korrosionsstellen infolge Kontakt mit dem Hüllrohr verdeutlicht. Die Oberflächen

aller Spanndrähte des Spanngliedes Nr. V außer waren
dagegen korrosionsfrei.

Die augenscheinlich den besten auf der anliegenden
Oberflächenzustand darstellenden Spanngliedoberfläche

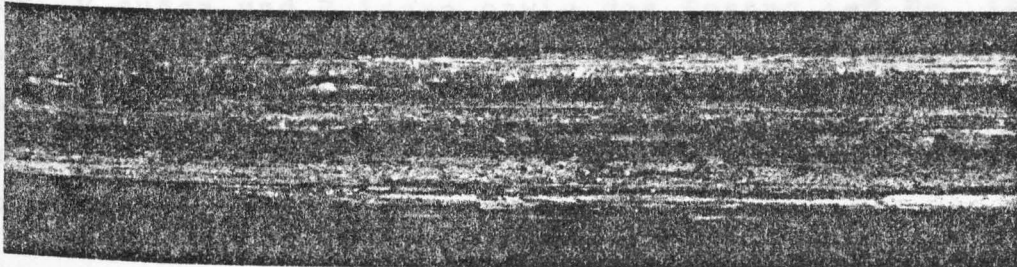


Bild 94: Geöffnetes Spannglied Nr. 56

a) und b): Obefflächenzustände einzelner
Spanndrähte des zerlegten
Spanngliedes

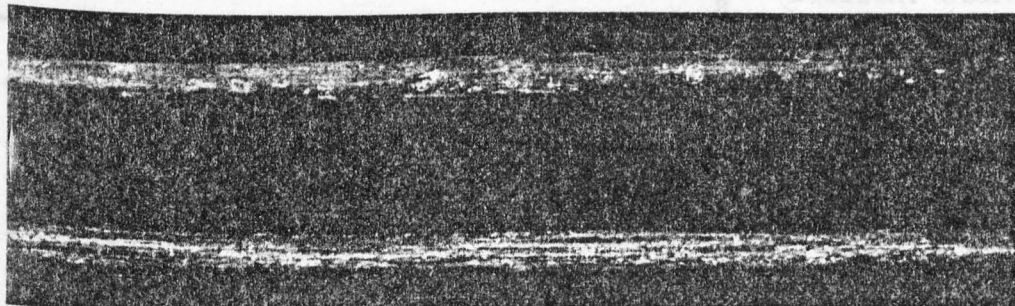


Bild 95: Spanndrähte aus Spannglied Nr. V
innen

aller Spanndrähte des Spanngliedes Nr. V außen waren dagegen korrosionsfrei.

Die augenscheinlich den besten und den schlechtesten Oberflächenzustand darstellenden Spanngliedabschnitte Nr. V außen und V innen sowie das Spannglied Nr. 56 wurden für die Spanndrahtuntersuchungen ausgewählt. Es wurden repräsentative Drähte dieser Spannglieder entnommen, deren Oberflächenzustände in Tabelle XLIII zusammengestellt sind.

Proben Nr.	Korrosionsgrad Probe ungebeizt	Korrosionsgrad Probe gebeizt	Schlüssel für Korrosionsgrad:
Va/1	0	-	0 = keine Korrosion
2	0	-	1 = schwache Korrosion
2	0	-	2 = mittlere Korrosion
3	0	-	3 = starke Korrosion
			Schlüssel für Korrosionsart (DIN 50900):
Vi/1	1	3 schwach	1 = ebenmäßige Korrosion
2	< 1 1)	3 sehr schwach ²⁾	2 = Korrosionsnarben
3	< 1 1)	3 stellw. stark	3 = Lochfraß
			4 = Rißkorrosion
56/1	< 1	3 sehr schwach	1) teilweise waren punktförmige Korrosionsstellen vorhanden, die vom Kontakt mit dem Hüllrohr stammen 2) an den Hüllrohrkontaktstellen: stark
2	< 1	3 sehr schwach	
3	0	-	

Tabelle XLIII: Oberflächenzustände der verwendeten Spanndrähte

4.5.2. Zugversuche

Die Ergebnisse der Zugversuche an ausgebauten Spanndrähten in Tabelle XLIV gaben keinen Hinweis auf eine Beeinträchtigung der mechanisch-technologischen Kennwerte durch die vorhandene Oberflächenkorrosion. Bei den Zugversuchen wurden nebeneinander Spanndrähte mit und ohne ausgeprägter Streckgrenze in den einzelnen untersuchten Spanngliedern gefunden. Dieses wurde damit

erklärt, daß die Drähte ohne ausgeprägte Streckgrenze entweder beim Einbau in das Bauwerk eine Kaltverformung erfahren haben oder beim Vorspannen einer über die Streckgrenze hinausgehenden Spannung unterworfen wurden. Die in den Zugversuchen ermittelten Kennwerte entsprachen den Sollwerten des Zulassungsbescheides dieser Spannstahlsorte.

Proben- bez.	Durch- messer d_o mm	Querschnitt S_o mm^2	Streck- grenze R_e $kp \cdot mm^{-2}$	Zug- festigkeit R_m $kp \cdot mm^{-2}$	Bruch- dehnung A_{10} %	Bemerkungen	
Va/1	8,02	50,7	144 x	156	7,5 B	x = 0,2-Dehn- grenze	
/2	8,03	50,7	147	157	8,5		
/3	8,02	50,7	144 x	156	8,8 B		
Vi/1	8,17	51,0	140	153	8,2 B	B = Spann- backenbruch	
/2	8,02	49,6	143 x	158	9,1		
/3	8,02	49,6	145	157	7,9		
VG/1	8,12	51,5	145 x	157	8,2 B		
/2	8,12	51,5	145	157	8,6 B		
03	8,28	52,4	146	158	8,0 B		

Tabelle XLIV: Ergebnisse der Zugversuche an ausgebauten Spanndrähten St 1.325/1.470 (St 135/150)

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Die gemessenen Biegezahlen sagten aus, daß an Stellen mit Korrosionsschädigung im Vergleich zum unversehrten Material im allgemeinen etwas niedrigere Werte gemessen wurden (Tabelle XLV). Daraus wurde auf geringfügige Oberflächenschädigungen der mit leichter Oberflächenkorrosion behafteten Spanndrähte geschlossen.

Probenbezeichnung	Durchmesser d_o mm	Biegezahlen (Biegedorn- durchm.=10 d_e)	Bemerkungen
Va/1	8,02	12 12 10	
/2	8,03	10 13	Unterstrichene Biegezahlen
/3	8,02	12 12 11	ergaben sich an Korrosionsstel-
VI/1	8,17	12 <u>10</u> 12	len der Biege- proben
/2	8,02	10 9 9	
/3	8,02	12 12 13	
/5 (Draht mit Hüllrohr-Kontaktstellen)		9 13 12	
VG/1	8,12	<u>9</u> <u>8</u> <u>9</u>	
/2	8,12	11 <u>8</u> 10	
/3	8,28	10 11 9	

Tabelle XLV: Biegezahlen der Hin- und Herbiegeversuche an ausgebauten Spannstählen St 1.325/1.470 (St 135/150)

4.5.4. Dauerschwingversuche

Aus den beiden äußeren Plattenbalken wurden aus je zwei Spanngliedern jeweils Spanndrähte ohne, mit sehr geringer und mit leichter Oberflächenkorrosion für die Dauerschwingversuche ausgewählt. Bei einer konstanten Oberspannung von $82,5 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 809 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ergaben sich aus den Wöhlerkurven Schwingbreiten $2\sigma_A$ von ca. $43 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 442 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ und von ca. $50 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 490 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ (Bild 96 und 97), während die Wöhlerschaubilder der Spanndrähte zweier weiterer Spannglieder bei einer konstanten Mittelspannung $\sigma_m = 120 \text{ kp} \cdot \text{mm}^{-2} = 1.177 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2} = 294 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ ergaben (Bild 98). Die Dauerschwingfestigkeit $\sigma_D = \sigma_m \pm \sigma_A = (1.177 \pm 147) \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ lag in der gleichen Größenordnung wie der Sollwert des Zulassungsbescheides.

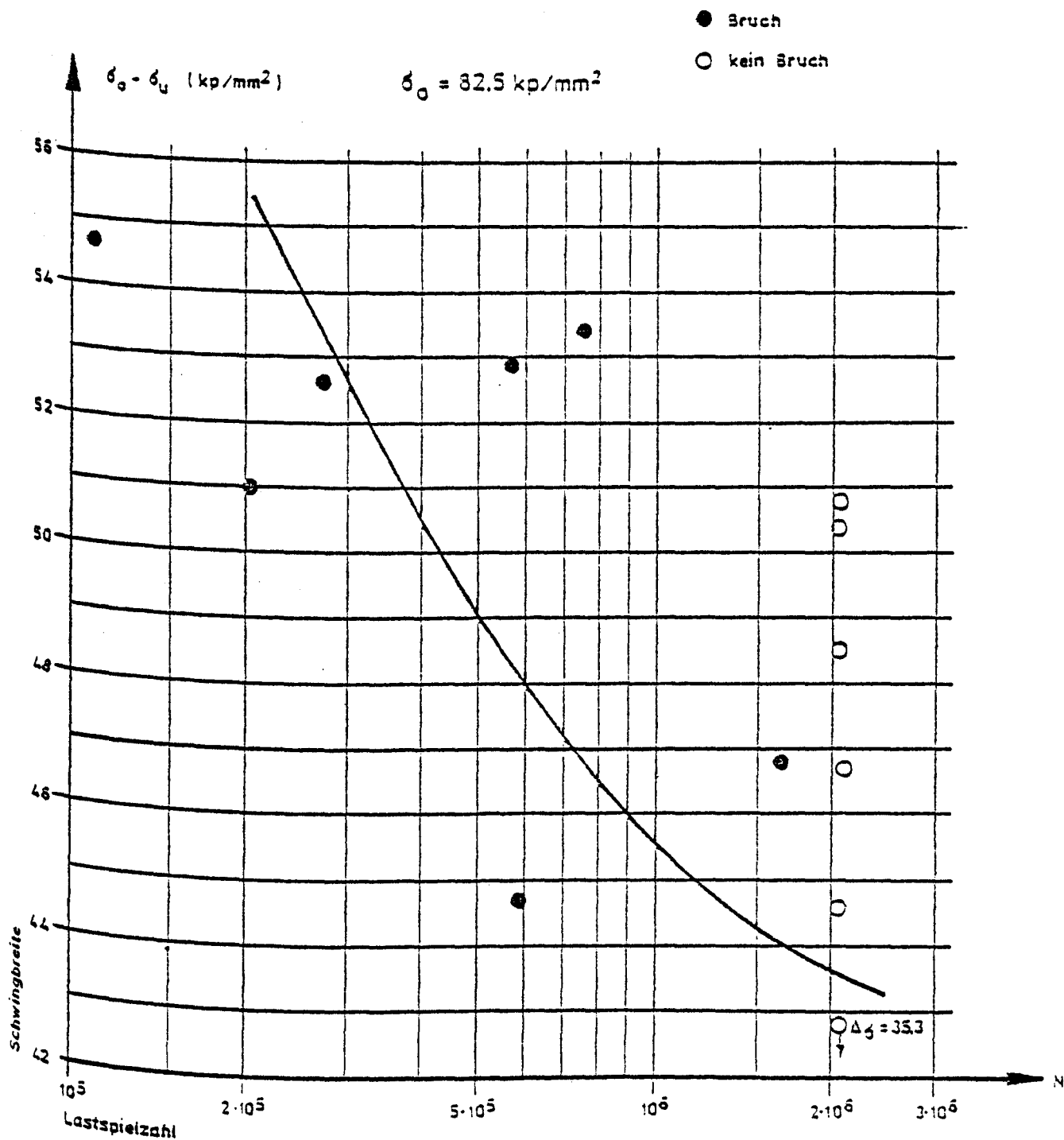


Bild 96: Wöhlerschaubild der Spannstahlsorte St 1.325/1.470
(St 135/150) - $\varnothing 8,0 \text{ mm}$ - rund, glatt aus Spannglied
Nr. 52

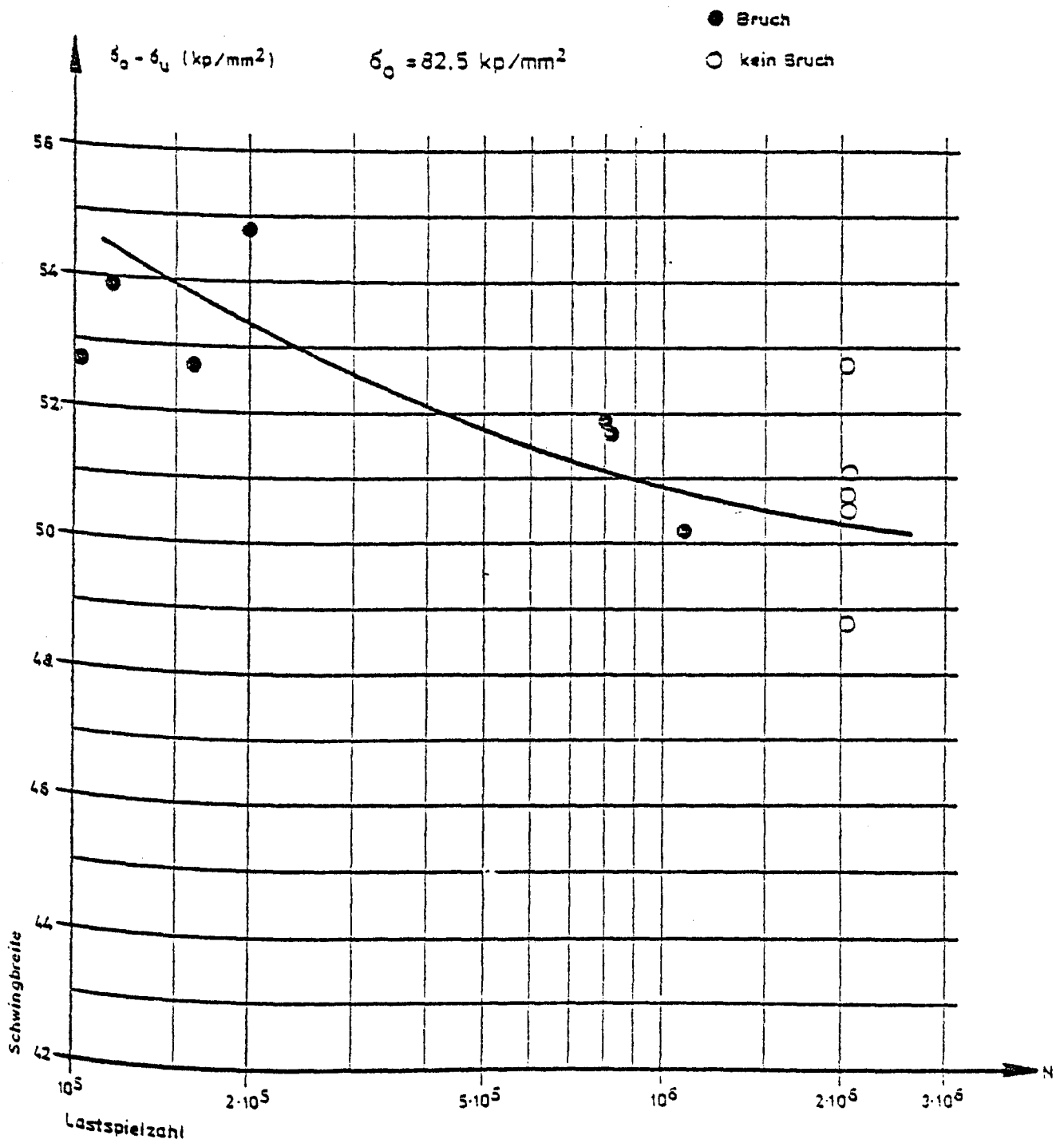


Bild 97: Wöhlerschaubild der Spannstahlsorte St 1.325/1.470
 (St 135/150) - Ø 8,0 mm - rund, glatt aus
 Spannglied Nr. 53

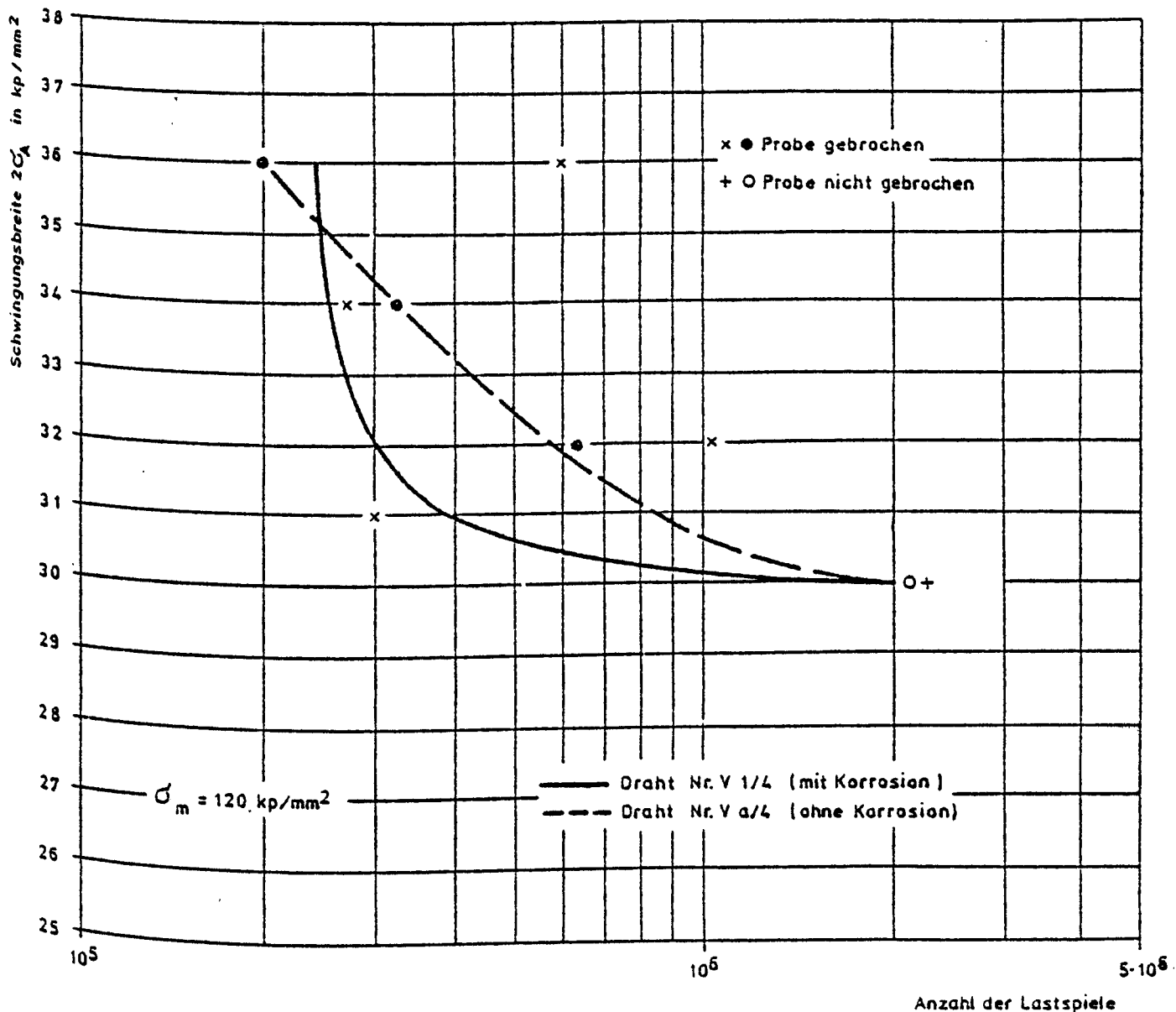


Bild 98: Wöhlerschaubild der Spannstahlsorte St 1.325/1.470
(St 135/150) - $\varnothing 8,0 \text{ mm}$ - rund, glatt
Dauerschwingproben mit verschiedenen Oberflächen-
zuständen

Die Dauerbruchstellen der korrodierten Spanndrähte dieser Versuchsreihe traten stets an Korrosionsnarben auf. Es wurden zwar keine unterschiedlichen Dauerschwingfestigkeiten an den ausgebauten Spanndrähten trotz der verschiedenen Oberflächenzustände (mit und ohne Korrosionsschädigungen) gemessen (Bild 98), jedoch wirkten sich die geringen Oberflächenschädigungen in einer größeren

Meßwertstreuung und in einer eindeutigen Zuordnung der Bruchausgangsstellen zu einer Schadstelle aus. Die Auswirkung einer geringen Oberflächenkorrosion auf das Verhalten von Spannstählen unter schwingender Beanspruchung wurde bereits erkennbar.

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Die Spannungsmessungen zur Ermittlung der Restvorspannung ergaben folgende Werte:

Plattenbalken	Meßpunkt	Spannung [Kp/cm ²]
I	53 a	5955
	53	7245
III	55	6880
	56	4135
	58	7125
	59	7095

Da die statischen Unterlagen - Aufstellungs- und Prüfstatik - nicht zur Verfügung standen, wurden die Werte für die Sollvorspannung unter Verwendung der Meßergebnisse der durchgeführten Probelastung des Brückenbauwerks errechnet. Der Vergleich der errechneten mit den gemessenen Werten ergab folgende Ergebnisse für die sechs untersuchten Meßstellen:

- 3 Meßstellen besaßen Spannungswerte von knapp über 90 %
- 1 Meßstelle besaß einen Spannungswert von knapp unter 90 %
- 1 Meßstelle besaß einen Spannungswert von knapp unter 80 %
- und
- 1 Meßstelle besaß einen Spannungswert von knapp über 50 %

der mittleren rechnerischen Sollvorspannung.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Bei dem vergüteten Spanndraht St 135/150 (St 1.325/1.470), der nach 12jähriger Gebrauchsdauer aus dem Bauwerk entnommen worden war, gaben die Ergebnisse des Zugversuches keinen Hinweis auf eine Beeinträchtigung der mechanisch-technologischen Kennwerte durch die angetroffenen Oberflächenschädigungen infolge "leichter" Oberflächenkorrosion.

In den Biegezahlen machte sich der "leichte" korrosive Oberflächenangriff durch einen Abfall um bis zu 20 % bemerkbar.

Die Dauerschwingprüfungen an korrosionsfreien Proben und an Proben mit "leichter" Korrosion ergaben die gleiche Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit, die auch den Anforderungen des Zulassungsbescheides dieser Spannstahlsorte entsprach. Der Einfluß des "leichten" korrosiven Oberflächenangriffs drückte sich allerdings in einer größeren Meßwertstreuung aus. Außerdem war eine Dauerbruchstartstelle stets einer Korrosionsnarbe zuzuordnen.

Leider fehlten jedoch Angaben zur Narbentiefe.

Die ermittelten Restvorspannungswerte bewegten sich zwischen 50 und 90 % der rechnerischen Sollvorspannung.

Brückenbauwerk Nr. 14

Kuchan-Brücke über den Shiribetsu bei Kuchan (Japan)

Unterlagen

1. K. Kakuta/T. Ohta:

Investigation on the prestressed concrete highway bridge
which stood 20 years under traffic

Civil Engineering Research Institute, Sapporo/Japan;

FIP 8th Congress 1978-Technical Contribution

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Die Kuchan-Brücke über den Shiribetsu im Verlaufe der
Nationalstraße Nr. 5 zwischen Hakodate-Sapporo wurde in
der Zeit von Okt. 1955 bis Nov. 1956 erbaut und am
7. Dez. 1956 dem Verkehr übergeben.

1.2. Bauwerkskonstruktion

Die Brücke hatte eine Gesamtlänge von 108 m und er-
streckte sich über sechs Felder. Vier der Felder von
20,98 m Länge wurden von vorgespannten Spannbetonbalken
mit nachträglichem Verbund überbrückt, während für die
zwei Endfelder von 10,48 m Länge im Spannbett vorgespannte
Plattenbalken verwendet wurden. Die Gesamtbreite der
Brücke betrug 7,5 m (Bild 99).

1.3. Spannbewehrung

Die Längs- und Quervorspannung der Brücke ist aus Bild
99 zu eresehen.

1.4. Spanngliedaufbau

In den vier Spannbetonträgern mit Vorspannung durch
nachträglichen Verbund hatte jedes Spannglied die
FREYSSINET'sche Ringanordnung von 12 Spanndrähten mit
Ø 5 mm, die in einer Lage um eine innere Stahldrahtwendel
verlegt waren.

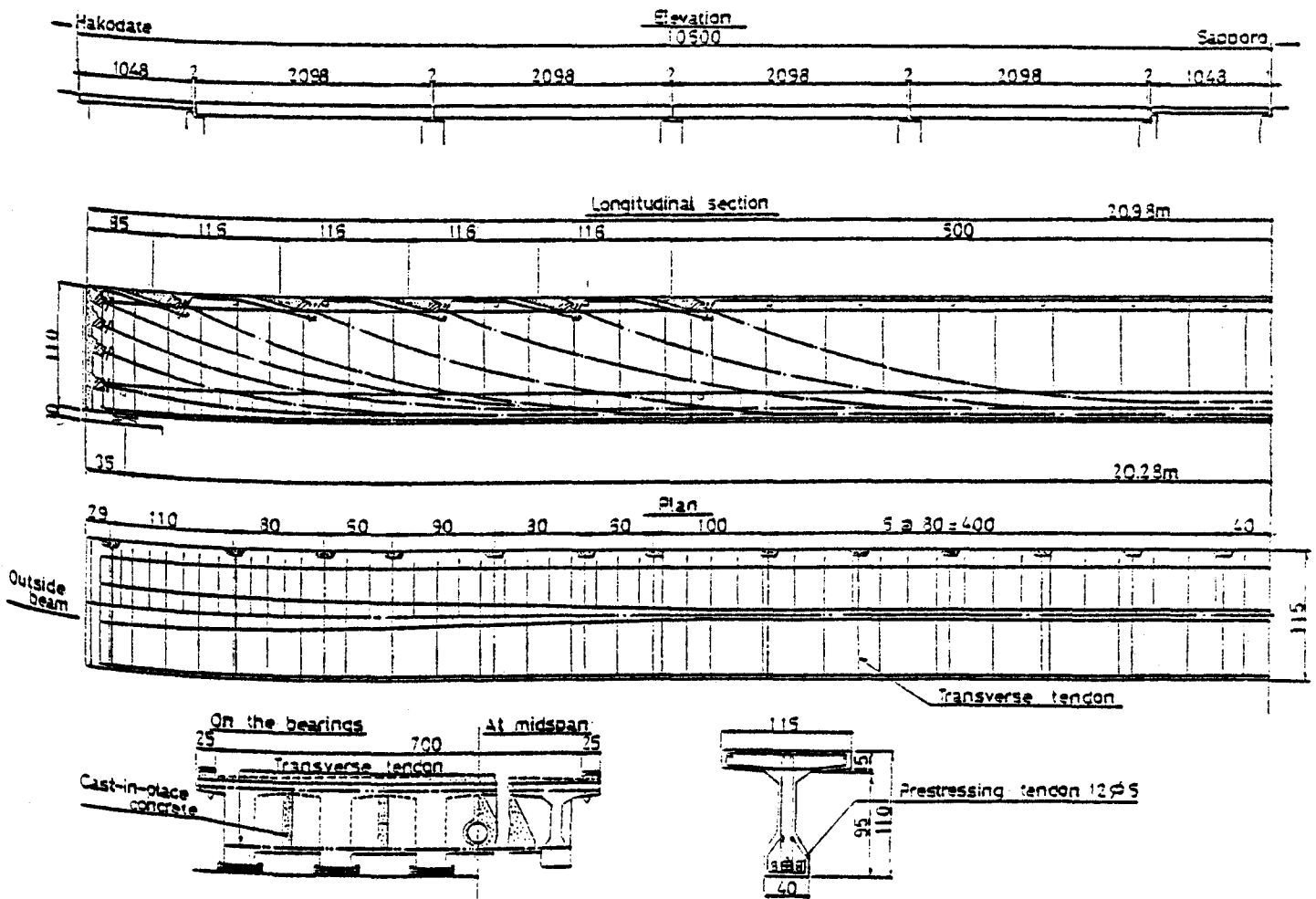


Bild 99: Brückenansicht und Spannbewehrungspläne der Kuchan-Brücke

1.5. Spannstahlsorte

Kaltgezogener Spannstahl St 140/165 (St 1.375/1.620) -
 \varnothing 5 mm

1.6. Hüllrohr

Keine Angaben

1.7. Konstruktionsbeton

Bemessungs-Festigkeitsklasse des Betons: B 40

2. Bauwerksgeschichte

Der Standort der Brücke, die eine lichte Höhe von über 3 m hatte, befand sich in einer ländlichen Binnenlandschaft.

Schon im Jahre 1958 wurden an 22 von 24 untersuchten Spannbeton-Fertigträgern der Brücke Längsrisse entlang des Verlaufes der Spannglieder festgestellt, wobei die maximale Rißbreite 1,5 mm betrug. Die Risse wurden in den Jahren 1958 - 1976 an den sechs Trägern des vierten Brückenfeldes beobachtet, um den Rißfortschritt in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer des Spannbetonbauwerkes zu verfolgen. Den jährlichen Fortschritt der Längsrisse zeigt Bild 100. Die Rißlänge nahm zu, während sich die Rißbreite nicht signifikant änderte. Die vorgeschriebene Betondeckung der Spannglieder von 51 mm war nicht eingehalten worden.

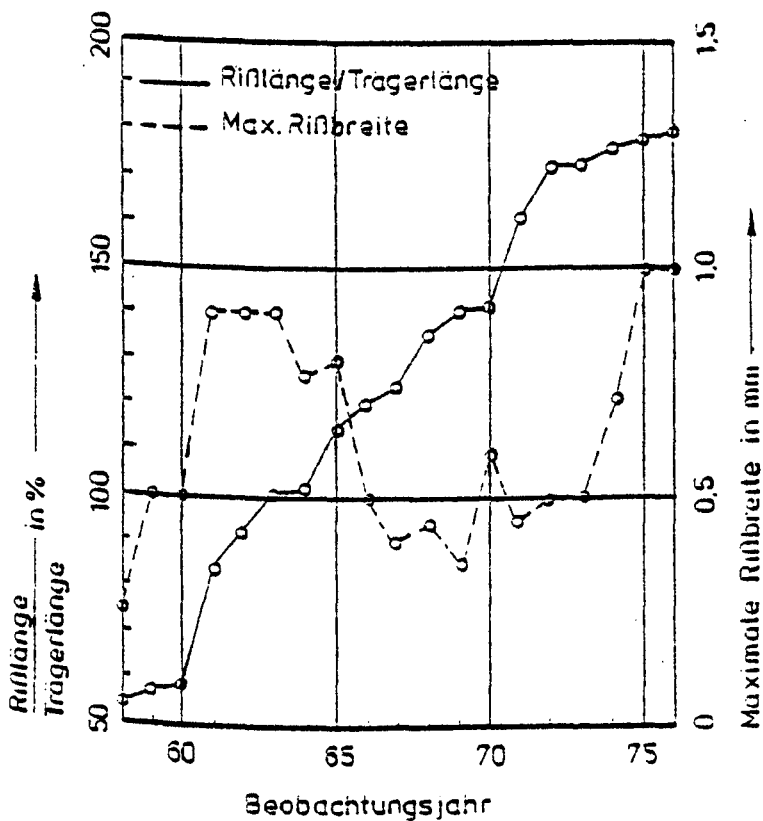


Bild 100:
Jährlicher Fortschritt
der Längsrisse

Im Zusammenhang mit dem Auftreten der Längsrisse war interessant, daß der Füllungsgrad des Hüllrohrquerschnittes mit Einpreßmörtel gerade in diesen Trägerbereichen sehr gut war. Als Gründe für das Auftreten der Längsrisse nannten die Autoren

- geringe Betondeckung,
- zu starkes Quellen des Einpreßmörtels infolge seines Aluminiumpulverzusatzes und durch Frosteinwirkung (die Minimaltemperatur in den Jahren 1956-1958 betrug $-27,9^{\circ}\text{C}$),
- Schwinden des Betons.

Tabelle XLVI informiert über die für das betrachtete Brückenbauwerk maßgebenden meteorologischen Daten.

Durchschnittliche Jahrestemperatur	6,1°C
Durchschnittliche Monatstemperatur	Max.: Aug. 20,2°C Min.: Jan. - 0,7°C
Durchschnittlicher Jahresniederschlag	1.586,8 mm
Durchschnittlicher Monatsniederschlag	Max.: Dez. 212,1 mm Min.: Mai 73,4 mm
Relative Luftfeuchtigkeit im Jahresdurchschnitt	80 %
Relative Luftfeuchtigkeit im Monatsdurchschnitt	Max.: Juli u. Aug 84 % Min.: Mai 73 %
Schneefallrate	
Jan. 166 cm	Mai 3 cm
Febr. 186 cm	Okt. 14 cm
März 176 cm	Nov. 56 cm
April 108 cm	Dez. 103 cm

Tabelle XLVI: Meteorologische Daten für Kuchan

Im Jahre 1975 betrug die mittlere tägliche Verkehrsbelastung 4.555 Fahrzeuge, davon waren 44,1 % Lastkraftwagen.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

1976. Die Nutzungsdauer des Brückenbauwerkes betrug 20 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Eine notwendige Flußregulierung führte zum Abbruch.

3.3. Art des Abbruches

Keine Angaben

3.4. Probennahmen

Keine Angaben

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Die vorgeschriebene Betondeckung der Spannglieder von 51 mm war bei den Spannbetonträgern nicht eingehalten worden. Träger mit einer Betondeckung der Hüllrohre von (44 ± 18) mm zeigten keine Längsrisse, während die Träger mit einer Betondeckung von (33 ± 12) mm Risse entlang des Verlaufs der Spannglieder aufwiesen.

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Die Betonzusammensetzung der Fertigteilträger wurde wie folgt angegeben:

(450...470) kp schnellerhärtender Portland-Zement/m³ Beton,
(170...180) kp Anmachwasser/m³ Beton
0,38...0,42 Wasserzementwert
(2,5...3,5) cm Ausbreitmaß

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Es wurden 18 Bohrkern von $\varnothing 101,6$ mm dem Steg eines T-Spannbetonträgers entnommen und die mittlere Druckfestigkeit zu $(388 \pm 65,4)$ kp·mm⁻² = $(38 \pm 6,4)$ N·mm⁻² bestimmt. Die Standardabweichung der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt des Brückenabbruches war relativ groß, entsprach aber den Untersuchungsergebnissen anderer Brücken, die zur gleichen Zeit erbaut worden waren. Die ermittelte Druckfestigkeit des Betons lag geringfügig unter der Bemessungsspannung von 40 N·mm⁻². Prüfungen des Betons nach dem Vorspannen hatten eine Druckfestigkeit von (44...50) N·mm⁻² ergeben.

4.2.3. Betonporosität

Keine Angaben

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Die durchschnittliche Karbonatisierungstiefe des Betons betrug nur 1 mm und erreichte an keiner Stelle die Spannglieder.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Der Einpreßmörtel bestand aus schnellhärtendem Portland-Zement, einer wasserreduzierenden Substanz, Flugasche und 0,05 % Aluminiumpulver. Der Wasserzementwert betrug 0,5...0,6.

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Die freigelegten Hüllrohre und Spannstahldrähte wurden entsprechend ihrem Korrosionsgrad in vier Kategorien eingeteilt:

A - ohne Korrosion;

B - mit geringer Korrosion, aber augenscheinlich ohne Verringerung der Blechdicke bzw. der Querschnittsfläche;

C - Korrosion mit geringer Abnahme der Blechdicke bzw. der Querschnittsfläche

D - Korrosion mit deutlicher Abnahme der Blechdicke bzw. der Querschnittsfläche

Den bestehenden Zusammenhang zwischen den vorhandenen Längsrissen und dem jeweiligen Korrosionsgrad der Hüll-

rohre zeigt Bild 101 auf.

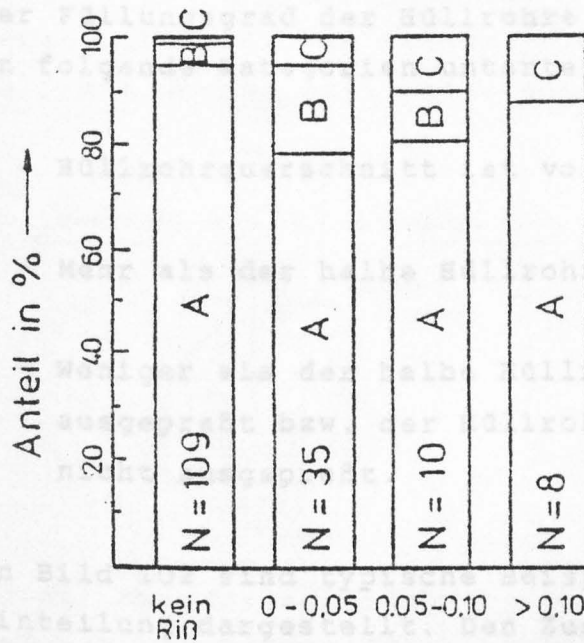


Bild 101:

Zusammenhang zwischen der Rißbreite und dem Korrosionsgrad der Hüllrohre

Rißbreite in mm

4.4.2. Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren

Bild 102 dokumentiert die unterschiedlichen Lagen der Spanndrähte in verschiedenen Hüllrohrabschnitten; die Spanndrähte sind zumeist unsymmetrisch im Hüllrohrquerschnitt angeordnet.

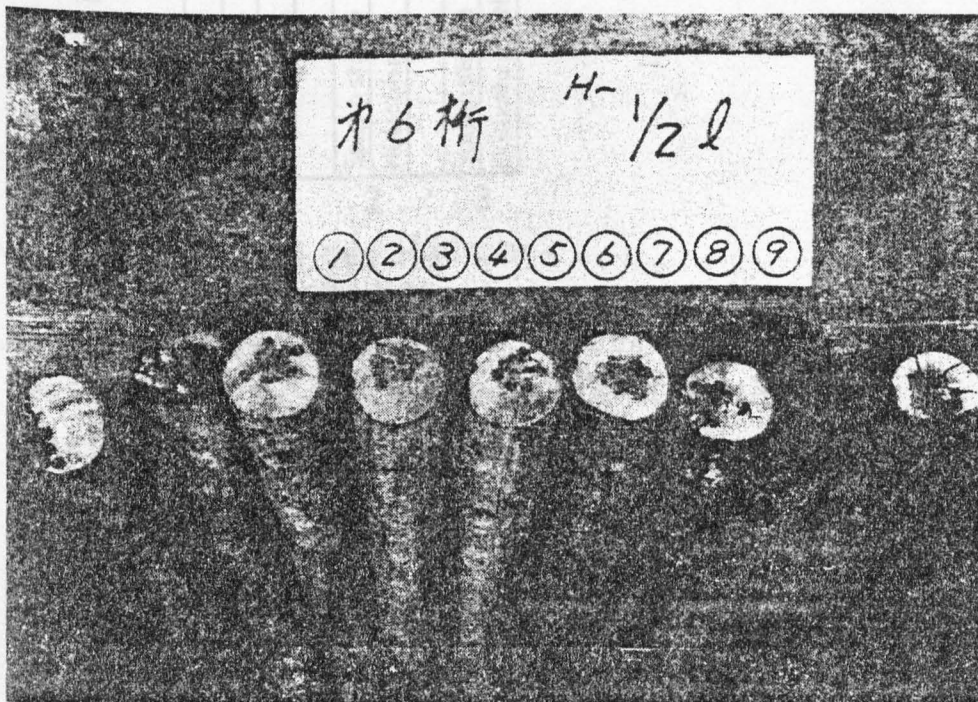


Bild 102: Anordnung der Spanndrähte und Füllungsgrad im Hüllrohrquerschnitt

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Der Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel wurde in folgende Kategorien unterteilt:

- 1 - Hüllrohrquerschnitt ist vollständig ausgepreßt;
- 2 - Mehr als der halbe Hüllrohrquerschnitt ist ausgepreßt;
- 3 - Weniger als der halbe Hüllrohrquerschnitt ist ausgepreßt bzw. der Hüllrohrquerschnitt ist gar nicht ausgepreßt.

In Bild 102 sind typische Beispiele dieser vorgenommenen Einteilung dargestellt. Den Zusammenhang zwischen den unterschiedlichen Füllungsgraden der Hüllrohrquerschnitte

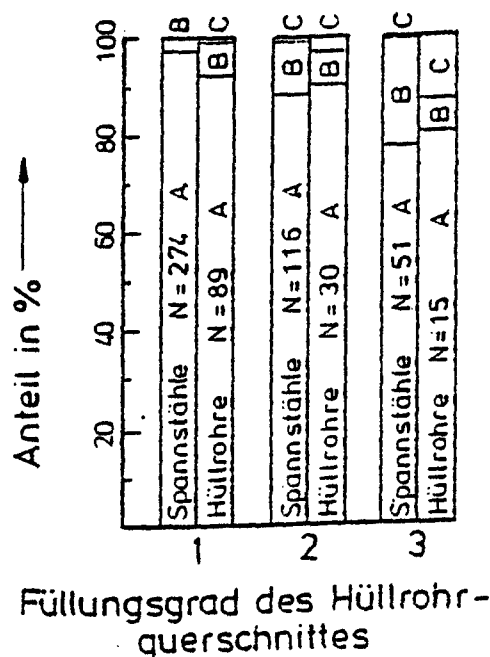


Bild 103:

Zusammenhang zwischen Füllungsgrad des Hüllrohrquerschnittes mit Einpreßmörtel und dem Korrosionsgrad der Spannstähle und der Hüllrohre

mit Einpreßmörtel und den Korrosionsgraden der Spanndrähte und der Hüllrohre zeigt Bild 103 auf. Aus dieser Grafik ist deutlich zu erkennen, daß die Qualität und der Grad der Hüllrohrinjektion den Korrosionsgrad sowohl der Spannstähle als auch der Hüllrohre beeinflusste. Der Füllungsgrad 3 hatte nur einen Anteil von 4,6 %.

Die möglichen Auswirkungen der Lage eines Spanngliedes im Hinblick auf die Rißverläufe im Trägerquerschnitt zeigt Bild 104. Der Riß Nr. 6 der schon 1961 protokolliert worden war, hatte eine Breite von nur 0,1 mm.

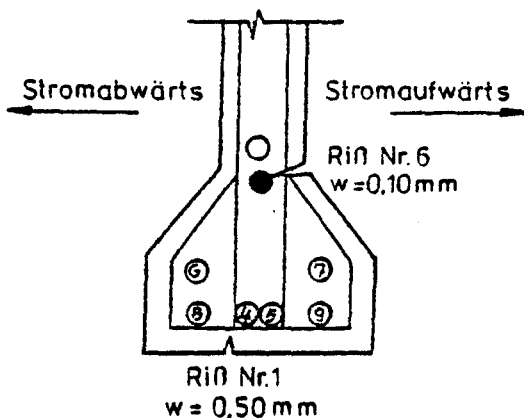


Bild 104:

Darstellung des Trägerquerschnittes, in dem das Hüllrohr und die Spannstähle des an der Rißspitze gelegenen Spanngliedabschnittes am stärksten korrodierten

Obwohl der Spanngliedabschnitt einen Füllungsgrad 1 aufwies, waren das Hüllrohr und die Spannstähle des betreffenden Spanngliedes dem Korrosionsgrad D zuzuordnen; der Einpreßmörtel konnte zwischen den Fingern zerdrückt werden. Für diesen Bauwerkszustand führten die Autoren des Originalberichtes folgende Gründe an:

1. Die Qualität des Einpreßmörtels war schlecht;
2. Die Risse reichten bis zu den Spanngliedern;
3. Auf den untersuchten Träger wirkten direkt die Umwelteinflüsse ein, da es sich um einen Außenseiten-Träger handelte

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Wie Bild 102 eindeutig beweist, wurde durch die Qualität und den Grad der Hüllrohrinjektionen der Korrosionsgrad der Spannstähle bestimmt. In Spanngliedabschnitten mit dem Füllungsgrad 1 wurden auch Spannstähle mit Stellen geringer Oberflächenkorrosion gefunden. An diesen Stellen waren die Spanndrähte nicht vollständig von Einpreßmörtel umgeben gewesen und standen miteinander in Kontakt.

4.5.2. Zugversuche

In Tabelle XLII sind die Zugkräfte der Spannstahldrähte St 1.375/1.620 (St 140/165) - Ø 5,0 mm mit verschiedenen Korrosionsgraden aufgelistet. Die Nenn-Höchstzugkraft eines Drahtes betrug 31,7 kN.

Korrosions- grad	Proben- anzahl	Höchstzugkraft in kN			Zugkraft- verhältnis zu A
		Max.	Min.	Mittel- wert	
A	30	33,15	30,85	32,55	1,00
B	20	33,15	31,3	32,2	0,99
C	6	32,15	31,0	31,6	0,97
D	1	24,5	-	24,5	0,75

Tabelle XLVII: Zugkräfte der Spanndrähte mit verschiedenen Korrosionsgraden

Die ermittelten Zugkraftverhältnisse im Vergleich zum korrosionsfreien Spannstahl zeigten sehr deutlich die Spannstahlschädigung durch Korrosion an.

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Keine Angaben

4.5.4. Dauerschwingversuche

Keine Angaben

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Nach den Unterlagen war die vorübergehende Spannung im Spannstahl während des Spannvorganges mit $1.167 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$

angegeben, während nach dem Verankern der Spannglieder im

Gebrauchszustand eine zulässige Spannung $0,6 \beta_{ZN} = 971 \text{ N mm}^{-2}$ zugrunde gelegt worden war.

Angaben über Restvorspannungsmessungen waren nicht vorhanden.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahles

Der Grad der Korrosionsschädigung des nach 20 Jahren aus dem Bauwerk entnommenen Spanndrahtes St 140/165 (St 1.375/1.620) drückte sich in den gemessenen Höchstzugkräften des Zugversuches aus. Während "eine Korrosion mit geringer Abnahme der Querschnittsfläche" im Mittel lediglich einen Zugfestigkeitsabfall von 3 % verursachte, führte "eine Korrosion mit deutlicher Abnahme der Querschnittsfläche" des Spanndrahtes dagegen zu einer 25%igen Zugfestigkeitseinbuße. Angaben über Narbentiefen fehlten. Die unterschiedlichen Korrosionsgrade ergaben sich aus unterschiedlicher Verpressung und z.T. schlechter Verpreßmörtelqualität.

Bauwerk Nr. 15

Betonmasten vom Bahnhofsgelände München-Ost

Unterlagen

1. Untersuchungen an Spannstahl SIGMA-St 135/150, 9,7 mm Durchmesser, und St 145/160, Oval 35, aus Betonmasten, die auf dem Gelände des Bahnhofs München-Ost einem Dauerstandversuch unterworfen waren.
Untersuchungsbericht Nr. 26 990 vom 9. Febr. 1965;
Fried. Krupp Hüttenwerke AG, Hüttenwerk Rheinhausen,
Versuchsanstalt

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

Keine Angaben

1.2. Bauwerkskonstruktion

Betonmast 1 mit Ellipsenringquerschnitt;

Betonmast 2 mit Kreisringringquerschnitt

1.3. Spannbewehrung

Es handelte sich um längs vorgespannte Betonmasten

1.4. Aufbau der Spannglieder

Im Betonmast 1 waren die sechs Spanndrähte mit \emptyset 9,7 mm (Spannglied) an ihren Enden mit Gewinde und Mutter verankert, während die acht Oval-Spanndrähte (Spannglieder) des Betonmastens 2 keine Endverankerungen hatten.

1.5. Spannstahlsorten

Mast 1: Vergüteter Spanndraht St 135/150 (1.325/1.470) -
 \emptyset 9,7 mm - rund, glatt;

Mast 2: Vergüteter Spanndraht St 145/160 (St 1.420/1.570)
Oval 35 - gerippt.

1.6. Hüllrohr

Entfällt

1.7. Konstruktionsbeton

Keine Angaben

2. Bauwerksgeschichte

Die zwei Spannbetonmasten waren auf dem Gelände des Bahnhofs München-Ost Dauerstandversuchen (Beanspruchung durch Biegezugspannungen) unterworfen worden.

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Keine Angaben

3.2. Grund des Abbruches

Ende der vierjährigen Dauerstandversuche

3.3. Art des Abbruches

Keine Angaben

3.4. Probennahme

Es standen aus Mast 1 und Mast 2 jeweils 1,50 m lange Teilstücke aus den Mastfüßen und aus den Mastspitzen als Proben zur Verfügung.

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Spanndrähte (Spannglieder)

Keine Angaben

4.2. Untersuchung des Betons

Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

Entfällt

4.4. Untersuchung der Hüllrohre Entfällt

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

In den Biegezugzonen der Mastabschnitte wies deren Oberfläche viele Anrisse im Beton auf. Vor dem Freilegen aller Spanndrähte wurde zunächst ein Fenster in die Zugzonen beider Mastfuß-Abschnitte geschlagen. Aus Bild 105 ist zu erkennen, daß in Mast 1 die glatten Spanndrähte gleichmäßig ankorrodierte Oberflächen besaßen, während die Ovaldrähte der Schlauffbewehrung dieses Mastes frei von Oberflächenkorrosion waren. Nach dem vollständigen Freilegen der Spanndrähte war festzustellen, daß die Drahtoberflächen sowohl der Biegezugseite als auch der Biegedruckseite in gleichem Maße ankorrodiert waren. Daraus wurde geschlossen, daß der Korrosionsangriff bereits vor dem Einbetonieren vorhanden gewesen sein muß.

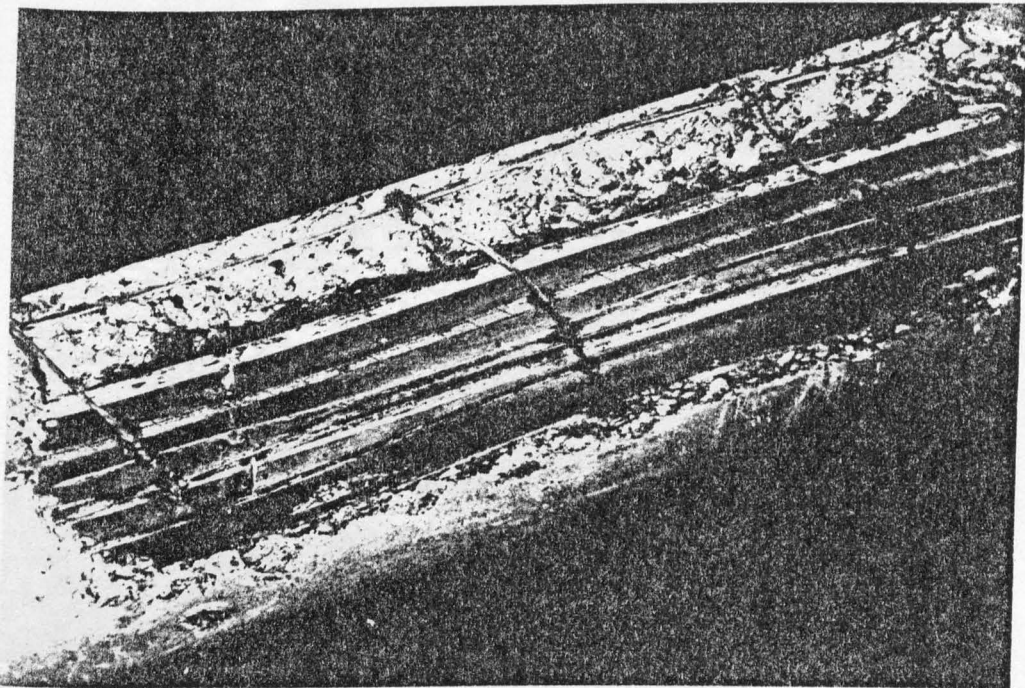


Bild 105: Freigelegte Spann- und Schlauffbewehrung in
der Biegezugzone des Mastfußes von Betonmast 1

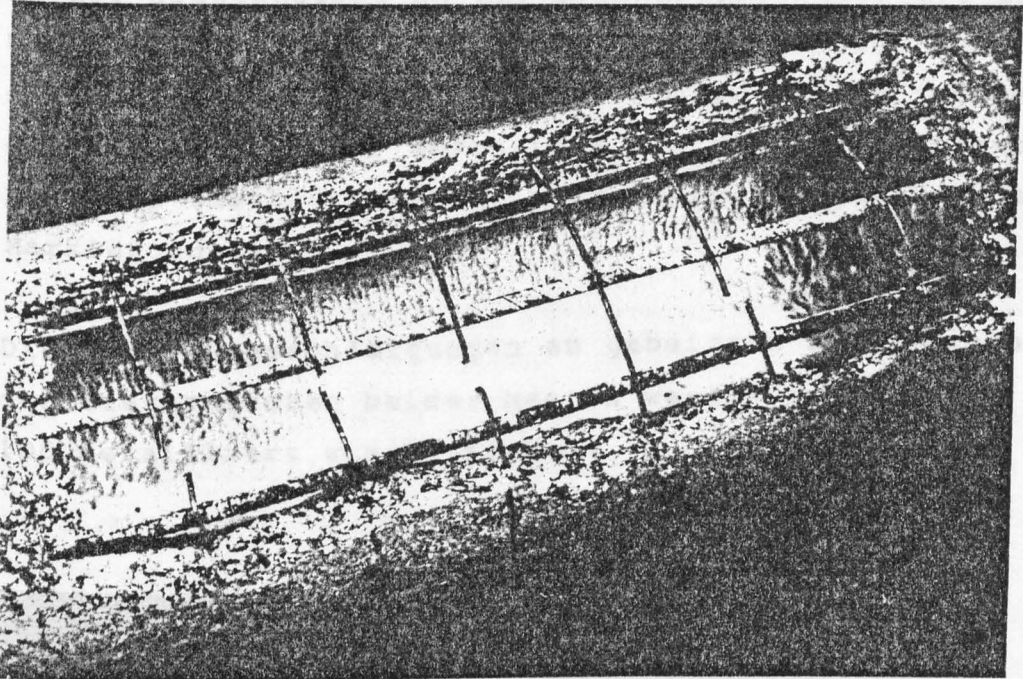


Bild 106: Freigelegte Spann- und Schlaffbewehrung
in der Biegezugzone des Mastfußes des
Betonmastes 2

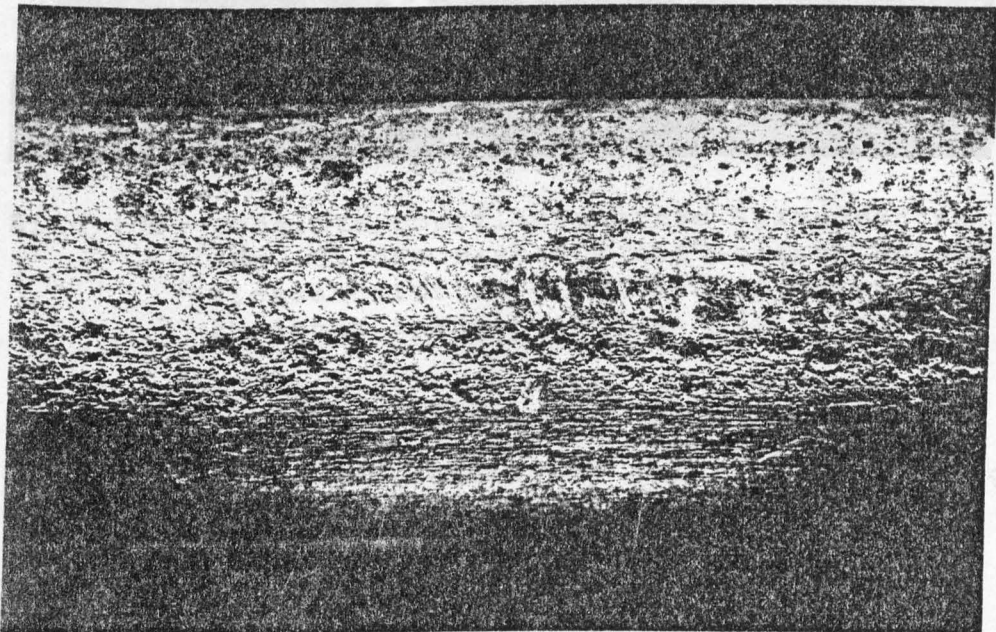


Bild 107: Gebeizte Oberfläche eines Spanndrahtes
(Nr. 2) des Mastes 1 bei gleichmäßigem
Oberflächenkorrosionsangriff

Beim Mast 2 (Bild 106) zeigten die Oval-Spanndrähte nur in der Biegezugzone an den Berührungsstellen mit der Umschnürungsbewehrung örtlich einen stärkeren Korrosionsangriff. Aus Bild 106 ist außerdem zu entnehmen, daß der Verlauf der Betonrisse des Mastes 2 mit der Lage der Umschnürungsbewehrung übereinstimmten (schwarze Markierungen).

Die Korrosionsschädigungen an gebeizten Spanndrähten der Biegezugzonen beider Masten werden in Bild 107 und 108 detailliert wiedergegeben.

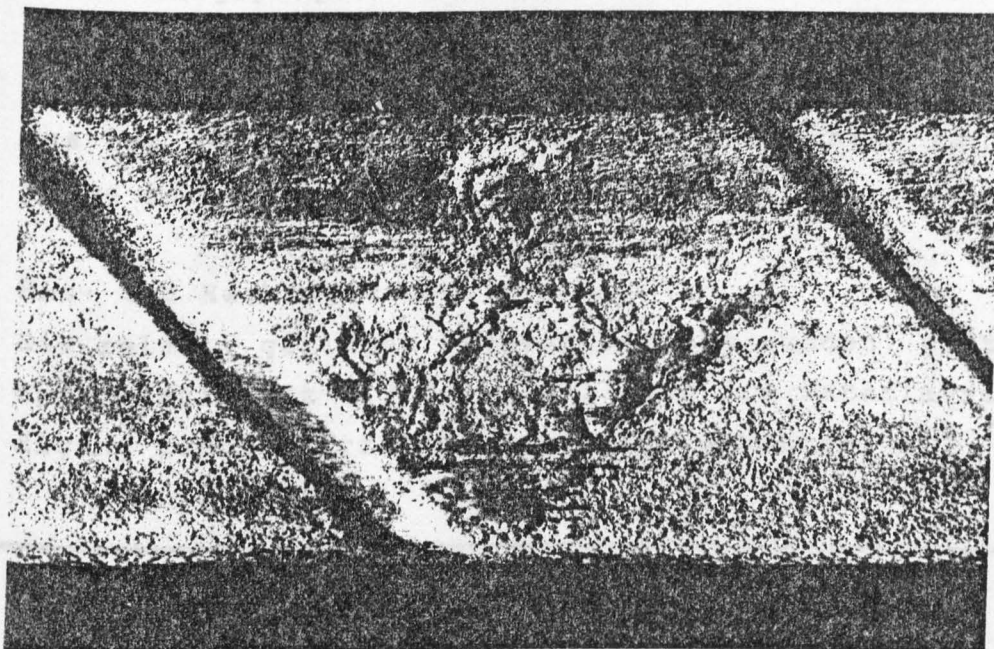


Bild 108: Gebeizte Oberfläche eines Spanndrahtes (Nr. 3) des Mastes 2 mit starkem Korrosionsangriff an einer Berührungsstelle zwischen Spann- und Schlauffbewehrung

4.5.2. Zugversuche

Die Überprüfung der mechanisch-technologischen Eigenschaften im Zugversuch ergab folgende Ergebnisse:

4.5.3. Biegezugversuche

Die Ergebnisse der Biegezugversuche an korrodierten Spanndrahtproben aus den beiden Spannbetonmasten sind in Tabelle XVIII zusammengestellt. Die Biegezugversuche

Spannstahl- Querschnitts- abmessungen	Probe- Nr.	Zug- festigkeit R_m [N·mm ⁻²]	Dehnung [%]		Ein- schnürung Z [%]
			A ₅	A ₁₀	
Ø 9,7	1/1	1.520	11,6	9,0	33
	1/2	1.520	11,0	8,1	38
Oval 35	3/1	1.560	6,7	5,3	-
	3/2	1.560	10,0	7,6	-

Die mechanisch-technologischen Kennwerte des Zugversuches beider Spannstahlorten blieben von den Oberflächenkorrosionsschädigungen praktisch unbeeinflusst, sofern keine ausgeprägten Korrosionsnarben an den Drahtoberflächen vorhanden waren. An der Ovaldraht-Probe 3/1 war eine Korrosionsnarbe der Rißkeim für den Probenbruch, was den deutlichen Abfall der Bruchdehnungen zur Folge hatte.

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Die relativ geringen Biegezahlen des runden, glatten Spannstahles St 1.325/1.470 ließen die Materialschädigung durch Oberflächenkorrosion erkennen:

Spannstahlorte	Probe Nr.	Biegezahlen N _b
St 1.325/1.470 (St 135/150) Ø 9,7 mm rund, glatt	1/1	7, 5, 5, 5
St 1.420/1.570 (St 145/160) Oval 35 gerippt	3/1	5, 5, 5, 6

4.5.4. Dauerschwingversuche

Die Ergebnisse der Dauerschwingversuche an korrodierten Spanndrahtproben aus den beiden Spannbetonmasten sind in Tabelle XLVIII zusammengestellt. Die Dauerschwingversuche

Material	Probe-Nr.	Unter- spannung kp/mm ²	Ober- spannung kp/mm ²	Schwing- breite kp/mm ²	Unterlast kp	Oberlast kp	Lastspielzahl N	Bemerkungen
a) St 135/150 Ø 9,7 mm rund, glatt (Mast 1)	2/1	72,5	92,5	20	5300	6770	2.039.000 L.n.gebr.	Bruchausgang an einer Korrosionsnarbe
	2/2	66,5	98,5	32	4860	7200	228.800 L. gebr.	
	2/3	70,5	94,5	24	5160	6910	3.772.000 L.n.gebr.	Bruchausgang an einer Korrosionsnarbe
	2/4	69,5	95,5	26	5080	6980	431.000 L. gebr.	
	2/5	71,5	93,5	22	5230	6840	1.136.000 L. gebr.	Bruchausgang an einem Walzfehl
b) St 145/160 Oval 35 gerippt (Mast 2)	3/1	75,5	100,5	25	2660	3540	199.000 L. gebr.	Bruchausgang an einer tiefen Korrosions- stelle
	3/2	75,5	100,5	25	2660	3540	3.521.000 L.n.gebr.	
	3/3	77	99	22	2710	3480	2.182.000 L.n.gebr.	
	7/1	76	100	24	2680	3520	2.135.000 L.n.gebr.	

Tabelle XLVIII: Ergebnisse der Dauerschwingversuche an korrodierten Spanndrahtproben aus:

- Spannbetonmast 1/Mastfuß [St 1.325/1.470 (St 135/150)-
Ø 9,7 mm - rund, glatt], mit der Mittelspannung
 $\sigma_m = 809 \text{ N mm}^{-2} (82,5 \text{ kp mm}^{-2})$;
- Spannbetonmast 2/Mastfuß [St 1.420/1.570 (St 145/160)-oval 35
- gerippt], mit der Mittelspannung
 $\sigma_m = 863 \text{ N mm}^{-2} (88 \text{ kp mm}^{-2})$.

wurden jeweils mit einer der zulässigen Spannung des Spanndrahtes entsprechenden Mittelspannung σ_m [Mast 1: $\sigma_m = 82,5 \text{ kp mm}^{-2} = 809 \text{ N mm}^{-2}$ und Mast 2: $\sigma_m = 88 \text{ kp mm}^{-2} = 863 \text{ N mm}^{-2}$] durchgeführt. Nur eine der Ovaldrahtproben aus Mast 2 brach bei der Schwingbreite des Lieferzustandes $2\sigma_A = 25 \text{ kp mm}^{-2} = 245 \text{ N mm}^{-2}$ vorzeitig, wobei der Dauerbruch von einer "tiefen" Korrosionsnarbe, ähnlich wie in Bild 108 dargestellt, ausging. Dagegen versagten die Spanndrähte des Mastes 1 infolge vorhandener Korrosionsnarben schon bei Schwingbreiten, die $6 \text{ kp mm}^{-2} = 59 \text{ N mm}^{-2}$ unter der dem Lieferzustand zuzuordnenden Schwingbreite $2\sigma_A = 32 \text{ kp mm}^{-2} = 314 \text{ N mm}^{-2}$ lagen. Bild 109 zeigt das Wöhlerschaubild der in Mast 1 verwendeten Spannstahlsorte.

• gebrochen
○ nicht gebrochen

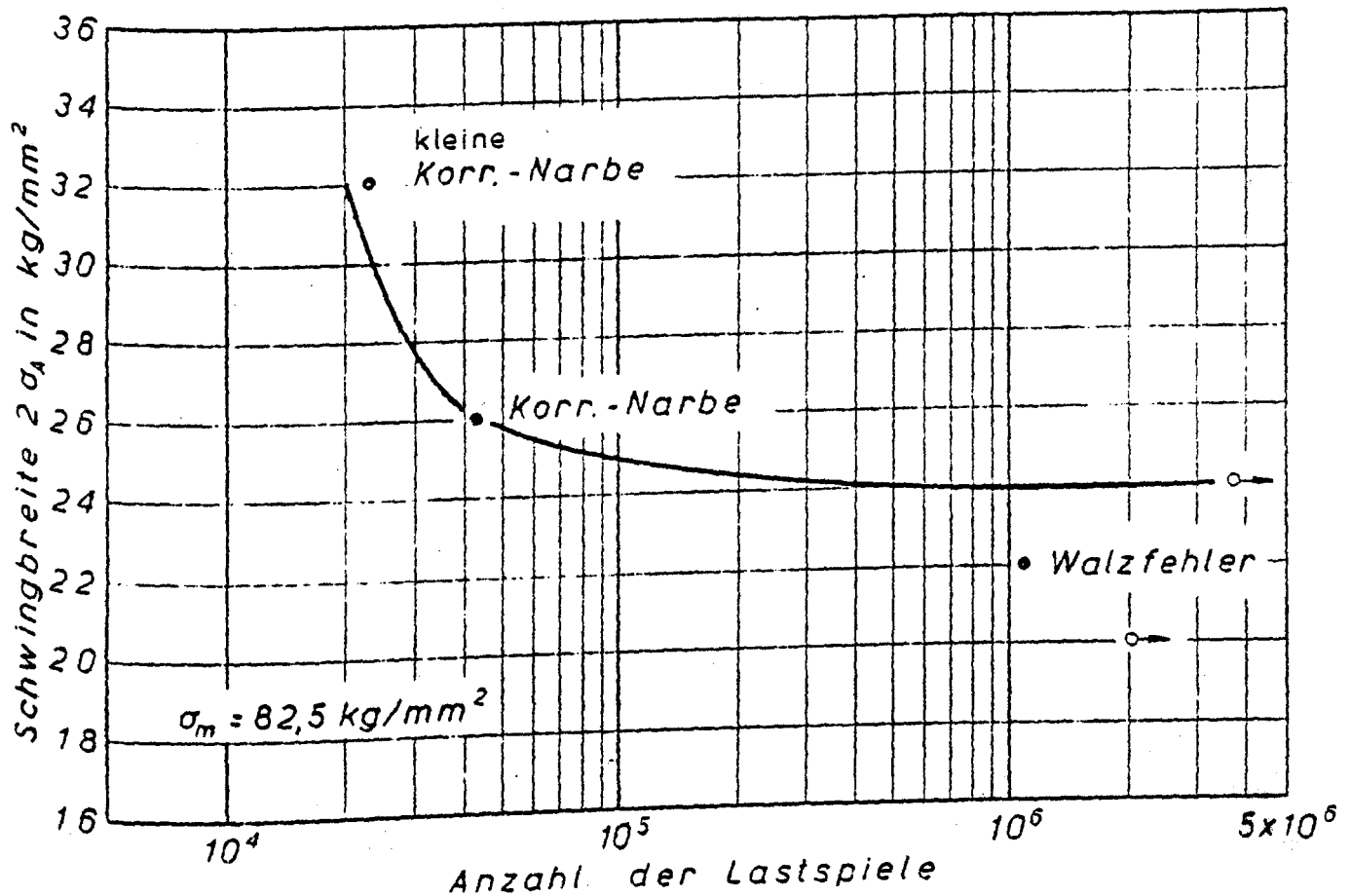


Bild 109: Wöhlerschaubild der korrodierten Spannstahlproben St 1.325/1.470 (St 135/150)-
 \varnothing 9,7 mm - rund, glatt aus Spannbetonmast 1

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Keine Angaben

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spanndrähte

Die vorhandene Restvorspannung wurde jeweils an zwei Drähten der Mastfüße bestimmt. Spanndrähte des Mastes 1 waren fast spannungslos, während in Spanndraht 2 des Mastes 2 eine Spannung von $68,6 \text{ kp mm}^{-2} = 673 \text{ N mm}^{-2}$ und in Spanndraht 3 eine Spannung von $77,3 \text{ kp mm}^{-2} = 758 \text{ N mm}^{-2}$ wirkte. Die Spanndrähte des Mastes 1 waren an den Enden

mittels Gewinde und Mutter verankert, so daß durch das Aufteilen des Mastes in einzelne Abschnitte offenbar ein Entspannen der Spanndrähte eingetreten war. Bei den in Mast 2 verwendeten Ovaldrähten ohne Endverankerungen blieb dagegen nach einer gewissen Übertragungslänge auch nach dem Trennen die Vorspannung weitgehend erhalten.

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahles

Die mechanisch-technologischen Kennwerte der beiden vergüteten Spannstahlsorten St 135/150 (St 1.325/1.470) und St 145/160 (St 1.420/1.570) blieben im Rahmen der üblichen Meßwertstreuungen praktisch unbeeinflußt von den Oberflächenkorrosionsschädigungen, sofern keine ausgeprägten Korrosionsnarben an den Drahtoberflächen vorhanden waren. Ausgeprägte Narben setzten die Bruchdehnung um etwa 30 % herab. Ein Abfall der Biegezahlen um bis zu 28 % unterstrich den schädigenden Einfluß der Oberflächenkorrosion auf das Formänderungsvermögen der Spanndrähte.

Die dynamische Prüfung der Spanndrähte St 135/150 und St 145/160, oval 35 ergaben die Schwingbreiten des Lieferzustandes, während Korrosionsnarben diesen Wert um bis zu 20 % verringerten.

Ursache der "ausgeprägten" Korrosionsnarben waren Berührungstellen zwischen Spannstahl und der Schlaffbewehrung.

Brückenbauwerk Nr. 16:

Mangfallbrücke bei Darching

Unterlagen

1. Untersuchungen an Spannstählen aus der Mangfallbrücke
Bericht Nr. 013/1/82; Prüfstelle für Betonstahl
Prof. Rehm, München

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr
1961

1.2. Bauwerkskonstruktion

Der Querschnitt des Brückenbauwerkes ist aus Bild 110
ersichtlich.

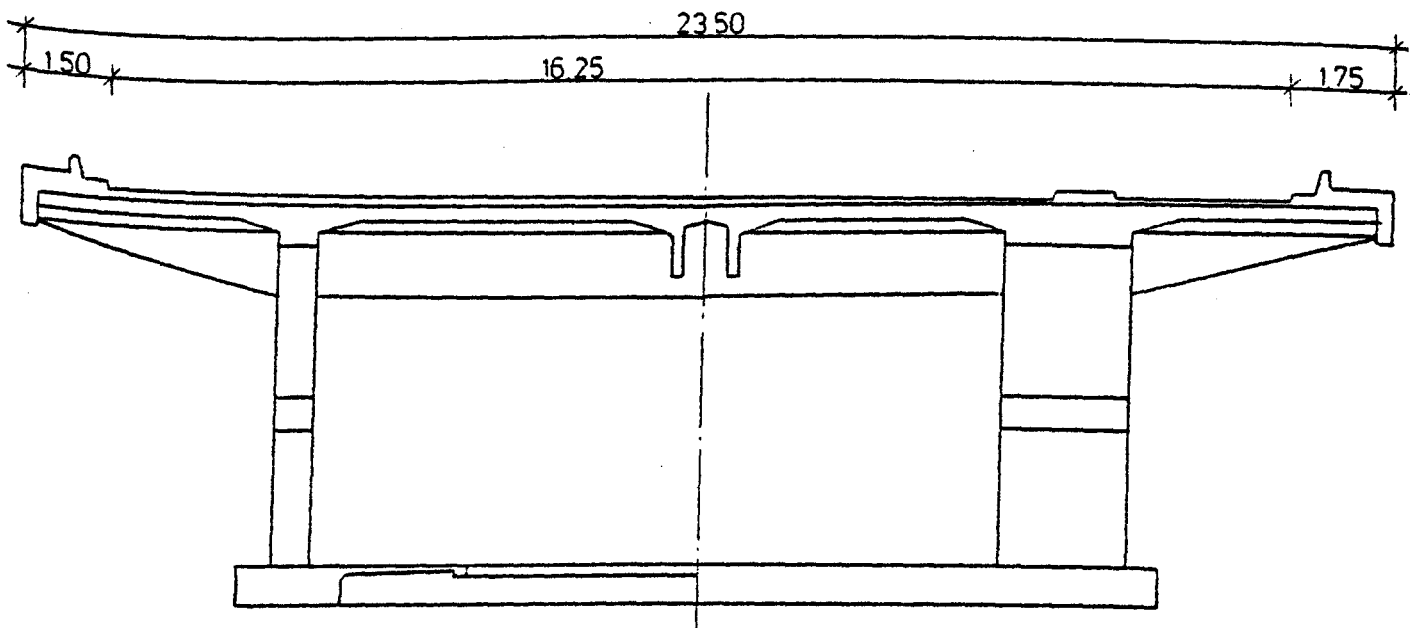


Bild 110: Querschnitt der Mangfallbrücke

1.3. Spannbewehrung

Keine Angaben

1.4. Aufbau der Spannglieder

Ein Spannglied bestand aus einem Einzelstabstahl \varnothing 26 mm im Hüllrohr.

1.5. Spannstahlsorte

Warmgewalzter, gereckter und angelassener Spannstahl
St 80/105 (St 785/1.030) - \varnothing 26 mm - rund, glatt

1.6. Hüllrohr

Hüllrohr aus Stahlband mit gefalzter Wendelnaht

1.7. Konstruktionsbeton

Keine Angaben

2. Bauwerksgeschichte

Keine Angaben

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Nov./Dez. 1980. Die entnommenen Spanngliedabschnitte waren ca. 20 Jahre im Bauwerk eingebaut.

3.2. Grund des Abbruches

Im Rahmen von Umbaumaßnahmen an der Mangfallbrücke im Verlaufe der Bundesautobahn München-Salzburg wurden Spannglieder ausgebaut.

3.3. Art des Abbruches

Keine Angaben

3.4. Probennahme

Es wurden sechs Spanngliedabschnitte von ca. 550 mm Länge entnommen, wovon drei Stück gemufft waren. Alle Spanngliedabschnitte waren während des Ausbaus mechanisch beschädigt worden.

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern
Keine Angaben

4.2. Untersuchung des Betons
Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

4.3.1. Karbonatisierung des Einpreßmörtels
Keine Angaben

4.3.2. Chloridgehalt des Einpreßmörtels
An zwei Stellen, an denen ein deutlicher Korrosionsangriff
an den Spannstählen vorlag, war der umgebende Einpreß-
mörtel entnommen und dessen Chloridgehalt analysiert
worden.

Probe Nr.	Chloridgehalt in Masse-% bezogen auf	
	Einpreßmörtelgewicht	Zementgewicht
23	0,014	0,018
46	0,017	0,021

Annahmen: $W/Z = 0,4$; $\gamma_{\text{Einpreßmörtel}} = 2.400 \text{ kg.m}^{-3}$

Die analysierten Chloridgehalte lagen weit unterhalb
des zulässigen Grenzwertes

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Das Bildmaterial des Untersuchungsberichtes zeigt, daß
einzelne Hüllrohre der entnommenen Spanngliedabschnitte
innen- und außenseitig völlig korrosionsfrei waren,
während andere mit Korrosionsstellen beidseitig bedeckt

waren. Auf einem Bild ist deutlich die Korrosion an den Kontaktflächen zwischen Hüllrohr und anliegendem Einzelstabstahl erkennbar (Bild 114). Weitere konkrete Hinweise und Angaben über den Zustand der Hüllrohre fehlen.

4.4.2. Lage der Einzelstabstähe in den Hüllrohren

Aus den Bildern 111a bis c ist die unsymmetrische Lage der Einzelstabstähe in den Hüllrohren ersichtlich.

Die Dicke der Einpreßmörtelummantelung der Einzelstabstähe schwankte zwischen 0,2 und 3,5 mm.

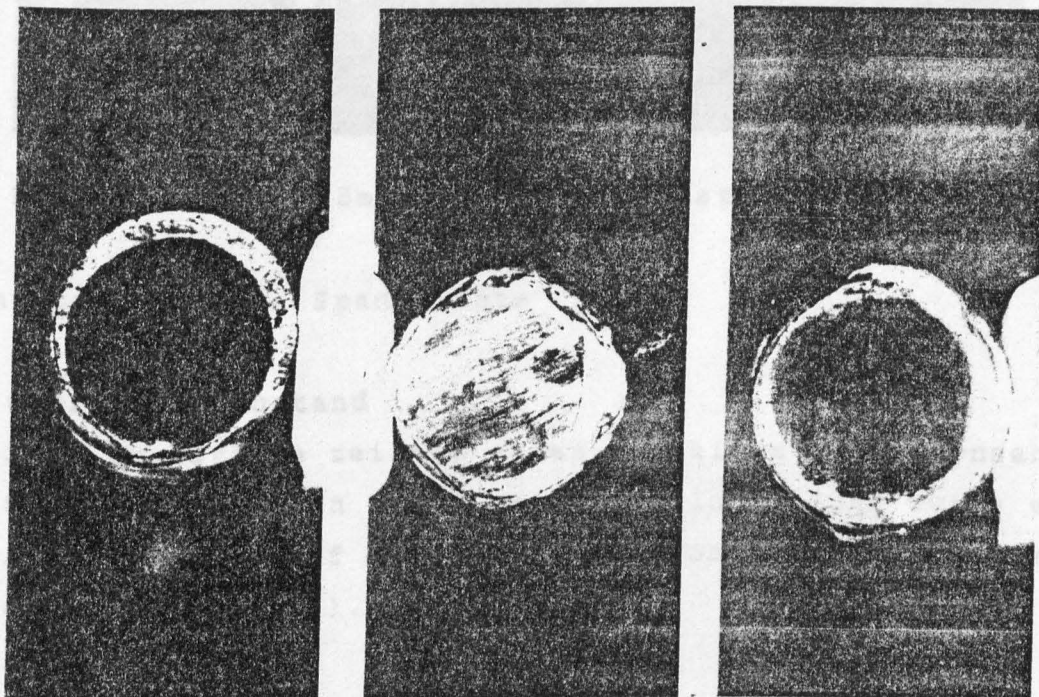


Bild 111: Querschnitt verschiedener Spanngliedabschnitte

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Über den Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel wurden keine Angaben gemacht. Es wurde lediglich mitgeteilt, daß der Einpreßmörtel stark mit Poren durchsetzt war (Bild 112).

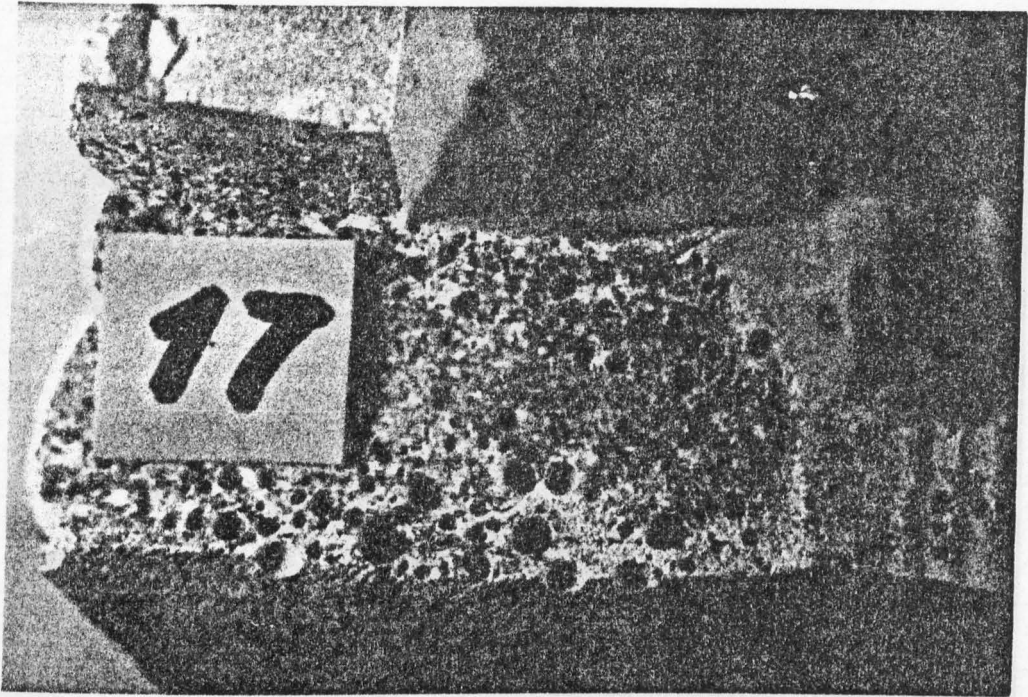


Bild 112: Einpreßmörtel mit Poren stark durchsetzt

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Alle Stabstähle zeigten einen flächigen Korrosionsabtrag. Selbst an Stellen mit Einpreßmörtelumhüllung wurde ein Korrosionsangriff an den Stabstahloberflächen festgestellt (Bild 113).

Allerdings war die Schichtdicke des die Stabstähle umgebenden Einpreßmörtels sehr unterschiedlich und mit Poren stark durchsetzt (Bild 112). Aus der Anordnung der Korrosionsstellen an den Stabstählen zur Lage in den Hüllrohren wurde geschlossen, daß der Korrosionsangriff zumindest zum Teil bereits während des Einbaus entstanden war. Außerdem zeigte sich an Kontaktstellen zwischen Hüllrohr und Stabstahl an der Spannstahloberfläche ein deutlicher Korrosionsangriff (Bild 114).

4.5.2. Zugversuche

An einem Stabstahl-Probekörper wurde ein Zugversuch durchgeführt. Der Probekörper wurde nach dem Versuch

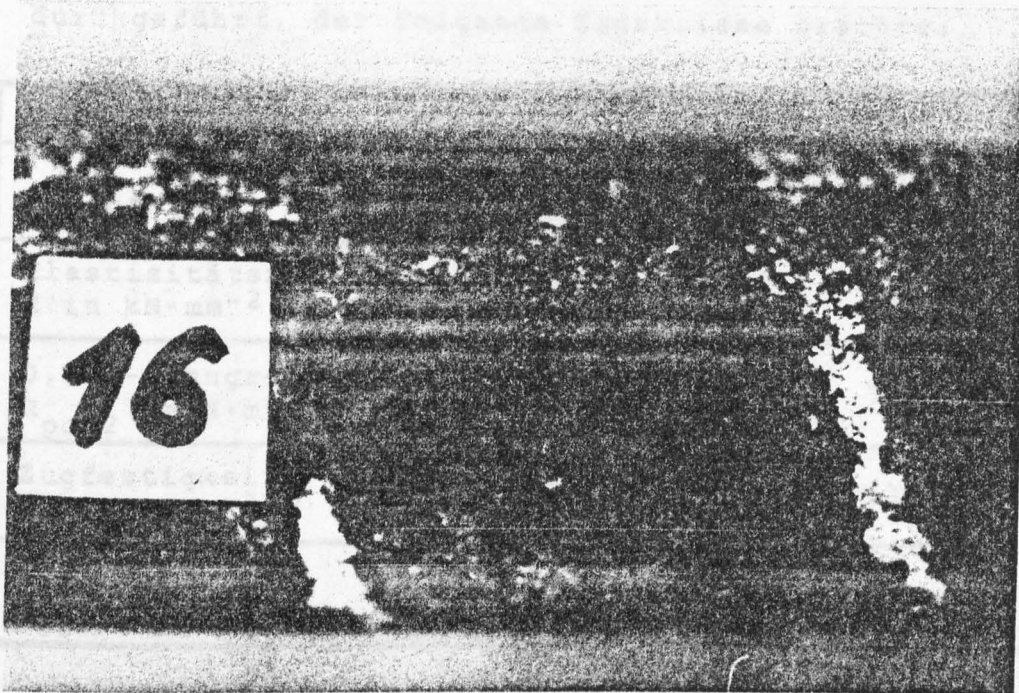


Bild 113: Korrosionsangriff an einer Stabstahl-
oberfläche unter dem Einpreßmörtel

4.5.3. Faltversuche

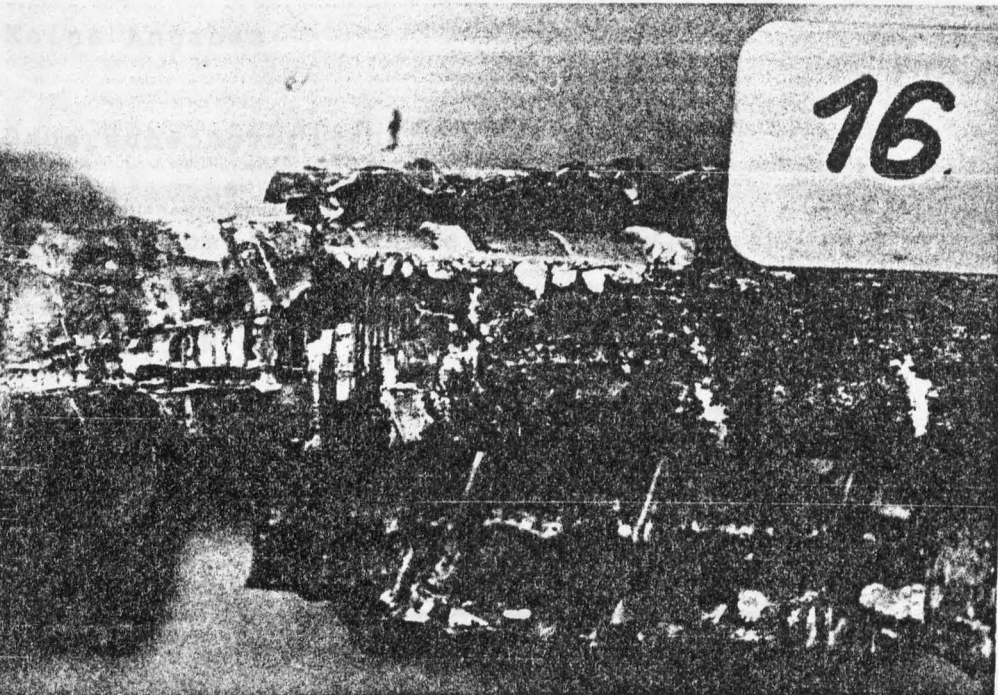


Bild 114: Korrosionsangriff an Kontaktstellen
zwischen Hüllrohr und Stabstahl

4.5.2. Zugversuche

An einem Stabstahlabschnitt wurde ein Zugversuch durchgeführt, der folgende Ergebnisse brachte:

Spannstahl St 80/105 - Ø 26 - rund, glatt		
Kennwerte	Zugprobe Nr. 44	Nennwerte des Zulassungsbescheides
Elastizitätsmodul E in $\text{kN}\cdot\text{mm}^{-2}$	208	210
0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2}$ in $\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	818	785
Zugfestigkeit R_m in $\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	1.134	1.030
Bruchdehnung A_{10} in %	8,8	7

Die ermittelten mechanisch-technologischen Kennwerte des Zugversuches entsprachen den Werten des Zulassungsbescheides.

4.5.3. Faltversuche

Keine Angaben

4.5.4. Dauerschwingversuche

Die Versuche erfolgten in Anlehnung an den Zulassungsbescheid bei der konstanten Oberspannung

$\sigma_o = 0,55 R_{mIST} = 623 \text{ N mm}^{-2}$ mit der Schwingbreite
 $2\sigma_a = 363 \text{ N mm}^{-2}$. Die Ergebnisse lauteten:

Probe Nr.	Bruch-Schwingspielzahl N_B
45	$0,241 \times 10^6$
46	$0,239 \times 10^6$

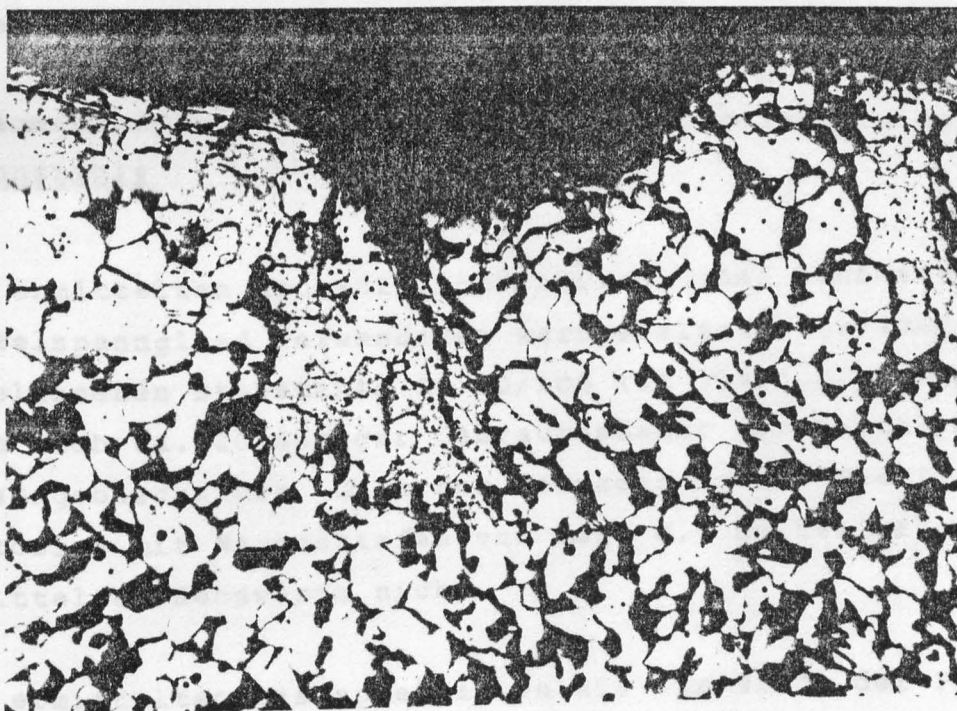
Die ermittelte Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit lag weit unterhalb des Wertes des Zulassungsbescheides. Die Bruchstellen der Dauerschwingproben waren nicht den Stellen mit dem nach Augenschein stärksten Korrosionsangriff zuzuordnen. Es wurden weder Anrisse noch Korrosionsnarben an den Dauerbruchausgangsstellen gefunden.

Dagegen schienen die an allen Proben gefundenen Walzfehler (längsrißartige Fältelungen, entkohlte Zonen) die Schwingbreite stark beeinflußt zu haben.

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

Einige ausgewählte Proben wurden metallografisch untersucht, um einerseits die Tiefe des Korrosionsangriffes bzw. der Korrosionsnarben zu ermitteln und um andererseits die Ursache für die geringe Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit aufzuklären.

Die metallografischen Untersuchungen ergaben eine maximale Narbentiefe von 0,1 mm.



400 : 1

Bild 115: Querschliff einer Dauerschwingprobe (Stab Nr. 46) zeigt feine, radial angeordnete Längsrisse am Stabstahlumfang

Ein Querschliff durch den Bruchquerschnitt einer Dauerschwingprobe zeigte eine Vielzahl von feinen, radial angeordneten Längsrissen am gesamten Stabstahlumfang (vgl. Bild 115).

Anhand weiterer Querschliffe wurden in die Stabstahloberfläche eingewalzte Oxide bzw. Fältelungen nachgewiesen. Diese festgestellten Walzfehler wurden als bevorzugte Bruchausgangsstellen für einen Schwingungsdauerbruch und damit als Ursachen für eine geringe Schwingbreite angesehen.

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

Keine Angaben

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Keine Angaben

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Die ermittelten mechanisch-technologischen Kennwerte des als Einzelspannglied verwendeten warmgewalzten, gereckten und angelassenen Stabstahls St 80/105 (St 785/1.030) entsprachen auch nach ca. 20jähriger Gebrauchsdauer den Werten des Zulassungsbescheides. Güte der Verpressung und Oberflächenkorrosion mit Narbentiefen von max. 0,1 mm beeinflussten die ermittelten Kennwerte nicht.

Die ermittelten Lastspielzahlen bis zum Bruch der Proben unter Zulassungsbedingungen lagen jedoch weit unterhalb $N = 2 \cdot 10^6$, so daß auf eine deutlich abgeminderte Dauerschwingfestigkeit geschlossen werden muß. Als Ursache dafür wurden Walzfehler (Oxide, Fältelungen) angegeben, nicht aber Korrosionsnarben.

Brückenbauwerk Nr. 17:

Überführungsbauwerk (Bw 94/317,3) des Rebgartenweges
(Baden-Württemberg)

Unterlagen

1. G. Rehm:

Untersuchungen an Spanngliedern der Rebgartenbrücke
Untersuchungsbericht Nr. 11 vom 2.09.1977 (Fr/schö)
Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen der Universität
Stuttgart

Auswertung

1. Konstruktionsdaten

1.1. Baujahr

1962

1.2. Bauwerkskonstruktion

Plattenbrücke mit Stützweiten von 12,15 m bis 15,80 m
und Plattendicken von 0,60 m. Die Betonüberdeckung
betrug etwa 5 cm. Die Fahrbahnplatte war durch ein mit
Bitumen verklebtes Kupferriffelband abgedichtet.

1.3. Spannbewehrung

Keine Angaben

1.4. Aufbau der Spannglieder

Ein BBRV-Spannglied bestand jeweils aus 44 Spanndrähten
von \varnothing 6,0 mm. Die Spanndrähte waren in zwei konzentrischen
Ringlagen eingebaut, wobei die Abstände bzw. die Ordnung
der Drahtlagen durch Drahtwendeln sichergestellt wurde.
Die innere Ringlage bestand aus 18, die äußere aus 26 Drähten.

1.5. Spannstahlsorte

Kaltgezogener Spannstahl St 1.470/1.670 - Ø 6,0 mm -
rund, glatt

1.6. Hüllrohr

Gewelltes, rundes Blech-Hüllrohr.

1.7. Konstruktionsbeton

Keine Angaben

2. Bauwerksgeschichte

Keine Angaben

3. Abbruchdaten

3.1. Abbruchjahr

Oktober 1976. Die Nutzungsdauer des Bauwerks betrug ca.
14 Jahre.

3.2. Grund des Abbruches

Errichtung des Grenzüberganges der Bundesautobahn A5
Karlsruhe-Basel

3.3. Art des Abbruches

Sprengung des Überführungsbauwerkes

3.4. Probennahme

Beim Abbruch wurden von der ersten östlichen Innenstütze
drei Längsspannglieder-Abschnitte entnommen.

Es handelte sich um:

Spannglied-Abschnitt I mit Betonteil,

Spannglied-Abschnitt II ohne Betonteil,

Spannglied-Abschnitt III mit Betonteil.

Die Hüllrohre der Spannglied-Abschnitte I und II waren
örtlich beschädigt. Die Sprengung hatte den Verbund gelöst
und außerdem waren die Hüllrohrnähte teilweise aufge-
platzt. Da die drei Spannglied-Abschnitte mehrere Monate
im Freien lagerten, war während dieser Lagerzeit an den

Abschnitten I und II zum Teil nachträglich eine starke Korrosion des Hüllrohres eingetreten. Stichproben ergaben, daß die Spanndrähte im Bereich der Hüllrohrbeschädigungen und der Einpreßmörtellockerungen stärker als in den Bereichen des Originalzustandes korrodiert waren. Aus diesen Gründen waren aussagefähige Untersuchungen an den Spannglied-Abschnitten I und II nicht mehr möglich.

Die Untersuchungen beschränkten sich auf den Spannglied-Abschnitt III und hier vor allem auf jenen Bereich, der bei der Anlieferung noch von Beton umhüllt war.

4. Untersuchungsdaten

4.1. Betondeckung der Hüllrohre von Spanngliedern

Die Betondeckung betrug etwa 5 cm.

4.2. Untersuchung des Betons

4.2.1. Zusammensetzung des Betons

Keine Angaben

4.2.2. Festigkeitskennwerte des Betons

Keine Angaben

4.2.3. Betonporosität

Keine Angaben

4.2.4. Karbonatisierung des Betons

Eine mögliche Karbonatisierung wurde an frischen Brüchen der Betondeckung der Hüllrohre durch Besprühen mit Standard-Phenolphthalein überprüft. Die Karbonatisierung des Betons erwies sich als nahezu vernachlässigbar gering. Der alkalische Schutz des Betons war daher noch vollständig erhalten, was auf seine Abdeckung gegen die Atmosphäre durch die Bitumen-Klebeschicht zurückgeführt wurde.

4.2.5. Chloridgehalt des Betons

Keine Angaben

4.3. Untersuchung des Einpreßmörtels

4.3.1. Zusammensetzung des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.3.2. Karbonatisierung des Einpreßmörtels

Die Untersuchung des Einpreßmörtels unmittelbar nach dem Öffnen der Hüllrohre ergab, daß der Einpreßmörtel alkalisch war. Dieses galt auch für jene Bereiche, in denen die Spanndrähte am Hüllrohr anlagen.

4.3.3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels

Keine Angaben

4.4. Untersuchung der Hüllrohre

4.4.1. Zustand der Hüllrohre

Infolge des alkalischen Schutzes durch den umgebenden Beton zeigte das Hüllrohr außenseitig keinerlei Korrosionsangriff. Auch die Hüllrohrinnenseite war frei von Korrosionsansätzen.

4.4.2. Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren

Die 26 Drähte der äußeren Ringlage der BBRV-Spannglieder waren unregelmäßig angeordnet und lagen teilweise am Hüllrohr an. Die Bilder 116 und 117 zeigen am Beispiel der Spannglied-Abschnitte I und III die Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren im Abstand von ca. 1,3 m. Insbesondere beim Spannglied-Abschnitt III änderten einzelne Spanndrähte (Draht Nr. 37, 38, 39 und 41) auf 1,3 m Länge sehr stark ihre Lage. Dies ließ auf eine Verdrehung einzelner Drähte im Spannglied auf relativ kurzer Entfernung schließen.

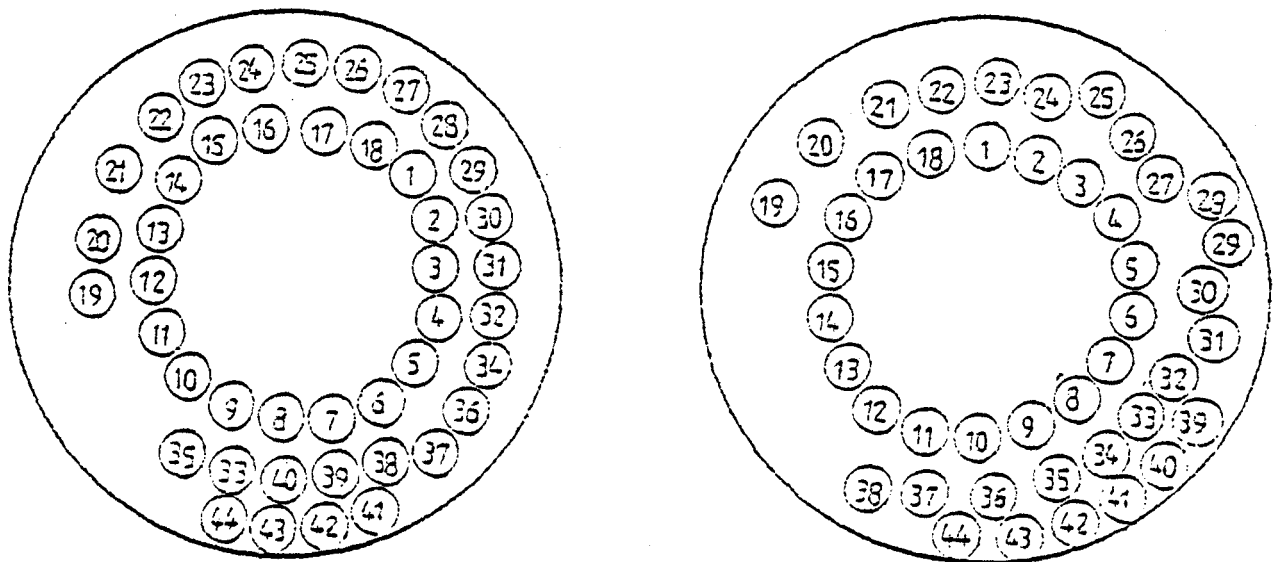


Bild 116: Anordnung der Spanndrähte im Hüllrohr des Spannglied-Abschnittes I im Abstand von ca. 1,3 m

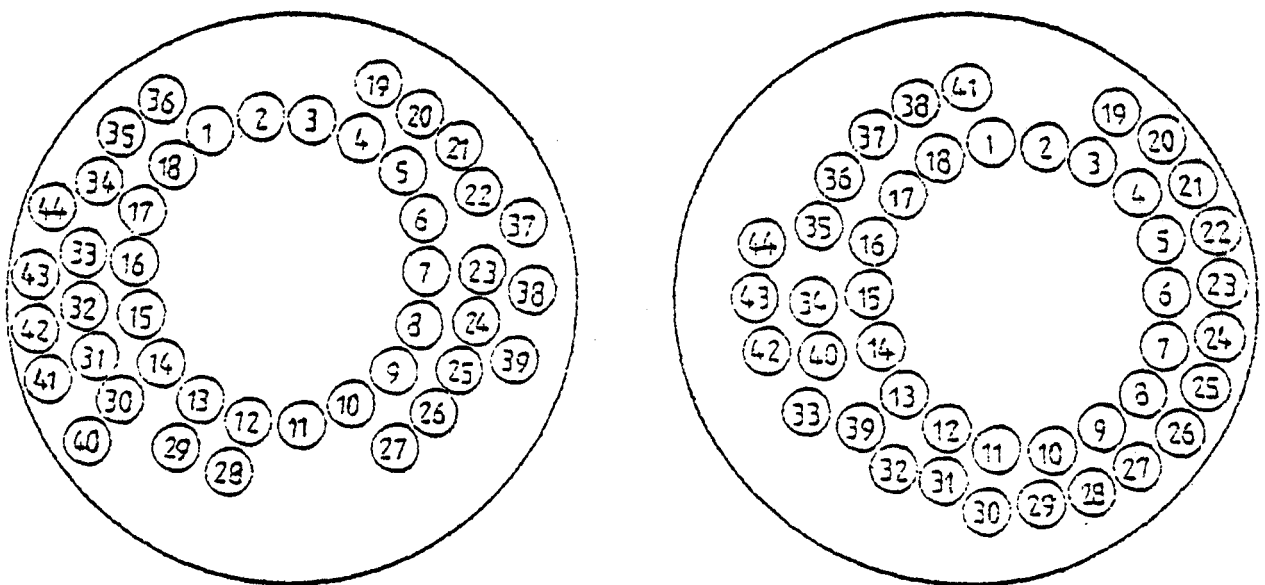


Bild 117: Anordnung der Spanndrähte im Hüllrohr des Spannglied-Abschnittes III im Abstand von ca. 1,3 m

4.4.3. Füllungsgrad der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Der Füllungsgrad der Hüllrohre war ordnungsgemäß.

Auch die Lücken zwischen den Spanndrähten waren ausreichend verfüllt. Stellenweise besaß der Einpreßmörtel an der Spanndrahtoberfläche Mikroporen.

4.5. Untersuchung der Spanndrähte

4.5.1. Oberflächenzustand

Nach dem Freilegen der Spanndrähte wiesen beinahe alle Drähte zumindest leichte Oberflächenkorrosion auf. Einige Spanndrähte zeigten verstärkt punktförmige Korrosionsstellen. Beim Spannglied-Abschnitt III waren dies die Drähte Nr. 1, 16 bis 20, 31, 33, 34, 36, 37, 42 und 43 (Bild 117). Diese Spanndrähte waren im Querschnitt nicht ordnungsgemäß verteilt, sondern verteilten sich gleichermaßen auf die innere und äußere Ringlage der Spanndrähte des Spanngliedes. Die Korrosionsprodukte zeichneten sich im Einpreßmörtel ab, der aber auch an diesen Stellen eine ausreichende Alkalität besaß. Ausgeprägte Kontaktkorrosion wurde an einigen Berührungsstellen mit der äußeren Abstandswendel festgestellt. Die Berührungslinien zwischen einzelnen zusammenliegenden Spanndrähten waren in jedem Fall frei von Korrosion. Das Ausmessen der Oberflächenkorrosionsnarben an metallografischen Schliffen ergab vereinzelt Narbentiefen bis zu 50 µm. Diese Korrosionsnarben wurden vorzugsweise an den Berührungsstellen zwischen Spanndraht und Abstandswendel angetroffen. Das Erscheinungsbild dieser Korrosionsstellen ließ darauf schließen, daß der Korrosionsprozeß während der Nutzungsdauer des Bauwerkes ablief.

4.5.2. Zugversuche

An Spanndrähten mit und ohne Korrosionsangriff wurden Zugversuche durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind Tabelle XLIX zu entnehmen. Die Spanndrähte mit Korrosionsschädigungen wiesen gegenüber den korrosionsfreien höhere Festigkeitskennwerte und etwas geringere Formänderungskennwerte auf. Diese Meßergebnisse konnten nicht mit der Wirkung der vorhandenen Korrosionsnarben erklärt werden. Es war vielmehr anzunehmen, daß die beiden untersuchten Probenreihen aus unterschiedlichen Ausgangsmaterialien stammten.

Probe		$\beta_{0,01}$	$\beta_{0,2}$	β_z	δ_{10}	δ_{gl}	z
		N/mm ²			%		
ohne Korrosion	1	1065	1473	1732	8,3	3,8	46,0
	2	1065	1464	1718	7,8	4,0	43,6
	3	1047	1446	1714	7,3	4,0	43,6
	4	-	1512	1751	7,5	3,5	52,4
	5	-	1518	1747	7,5	3,7	43,2
	MW	1059	1483	1732	7,7	3,8	45,8
mit Korrosion	6	1082	1526	1781	7,2	3,6	34,1
	7	1056	1508	1778	7,0	3,6	34,1
	8	1080	1536	1793	8,0	3,6	44,3
	9	-	1536	1772	7,8	3,2	40,7
	10	-	1540	1778	7,9	3,3	38,7
	MW	1073	1529	1782	7,6	3,5	38,4

Tabelle XLIX: Mechanisch-technologische Kennwerte der ausgebauten Spanndrähte

4.5.3. Hin- und Herbiegeversuche

Aufgrund der wenigen zur Verfügung stehenden Spanndrähte mit Korrosionsschädigungen wurden keine Hin- und Herbiegeversuche durchgeführt.

4.5.4. Dauerschwingversuche

An Spanndrähten mit und ohne Korrosionsschädigungen wurden Dauerschwingversuche im Zug-Schwellbereich in einem Hochfrequenzpulsator durchgeführt; die konstante Oberspannung betrug $\sigma_0 = 0,55 R_{mN}$. Die mit den maximal 50 μ m tiefen Korrosionsnarben behafteten Spanndrahtproben besaßen gegenüber den korrosionsfreien eine um ca. 12 % verringerte Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit.

4.5.5. Metallografische Untersuchungen

An metallografischen Schliffen wurden die Korrosionsnarben ausgemessen. Vereinzelte Narbentiefen reichten bis zu 50 µm.

4.5.6. Chemische Stahlanalyse

Keine Angaben

4.5.7. Korrosionsversuche

In SpRK-Versuchen wurden unter konstanter Zugspannung von $\sigma_i = 0,8 R_{mIST}$ stehende Spanndrahtproben der Einwirkung einer 20 %igen Ammoniumthiocyanat-Lösung von 318 K (45°C) unter freien Korrosionsbedingungen ausgesetzt. Die Meßergebnisse sind in Tabelle L zusammengestellt:

	Probe	$\frac{\beta_o}{\beta_z}$	Standzeit (h)
ohne Korrosion	1	0,8	> 200
	2		> 200
	3		> 200
mit Korrosion	4	0,8	19.8
	5		> 200
	6		> 200
	7		24.3
	8		> 200

Tabelle L:

Ergebnisse der
SpRK-Versuche
in NH_4SCN -Lösung

Danach wurde in zwei von fünf Fällen an Proben mit Korrosionsnarben eine Verringerung der Standzeit gemessen. Die Narbentiefen dieser Proben waren "geringfügig" größer als die im Lichtmikroskop an metallischen Schliffen gemessenen Narbentiefen. Die Meßergebnisse der SpRK-Versuche geben einen Hinweis auf die Verringerung der Beständigkeit gezogener Spanndrähte mit Oberflächennarben gegen wasserstoffinduzierten Sprödbbruch. Nach

Meinung des Autors des Originalberichtes sind die gemessenen geringen Standzeiten nach dem augenblicklichen Kenntnisstand kein Indiz dafür, daß verzögerte Spannstahlbrüche auftreten könnten. Andererseits waren die Korrosionsschädigungen der geprüften Spanndrahtproben, die die geringen Standzeiten verursachten, äußerst gering.

4.6. Restvorspannung der Spannglieder

Keine Angaben

5. Zusammenfassende Bewertung zum Langzeitverhalten des Spannstahls

Die Zugversuche an dem kaltgezogenen Spanndraht St 1.470/1.670 aus vollständig verpreßten Hüllrohren ergaben nach 14jähriger Gebrauchsdauer die Nennwerte des Zulassungsbescheides, wobei der vorgefundene Korrosionszustand (Narben max. 50 μ tief) bei dieser Prüfung ohne meßbaren Einfluß blieb. Ursache der kleinen Narben waren in erster Linie Kontakte zwischen Spannstahl und Abstandwendel.

Die dynamische Prüfung bei einer konstanten Oberspannung $\sigma_o = 0,55 R_{mN}$ ergab für Spanndrahtproben mit maximal 50 μ m tiefen Korrosionsnarben eine um ca. 12 % verringerte Schwingbreite der Dauerschwingfestigkeit gegenüber korrosionsfreiem Spanndraht.

Eine z.T. gegenüber korrosionsfreien Proben herabgesetzte Standzeit korrodierter Proben im SprK-Versuch mit NH_4SCN -Lösung läßt den vorsichtigen Schluß zu, daß die vorgefundenen kleinen Narben die Beständigkeit gegenüber wasserstoffinduziertem Spröbruch u.U. verringern.

4. Zusammenfassung

Im Rahmen eines seit 1977 von der EGKS und dem IfBt, Berlin, gemeinsam geförderten Forschungsprogramms zum Thema "Korrosion von Spannstählen" wurde am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, das Forschungsvorhaben "Auswertung von Berichten über Abbrucharbeiten von Spannbetonbauwerken im Hinblick auf das Langzeitverhalten von Spannstählen" bearbeitet. Durch die Auswertung derartiger Berichte sollten Erkenntnisse über das Langzeitverhalten von Spannstählen gewonnen werden, die sich weder durch theoretische Überlegungen noch durch Laborversuche mit der nötigen Praxisnähe und Aussagesicherheit erzielen lassen. Besonders die mannigfach möglichen Unzulänglichkeiten der Bauausführung, die Dauerbeanspruchung durch Verkehrsbelastung, Umwelteinflüsse, Alterung des Materials sowie deren nicht erfaßbare Überlagerung sind Parameter, die sich im Laborversuch nur selten oder gar nicht realisieren lassen.

Zur Sammlung von Berichten wurde eine Vielzahl von Institutionen wie Hochschulinstitute, Behörden, Ministerien und Bauunternehmen angeschrieben und um Unterstützung gebeten. Soweit dort irgendwelche verwertbaren Unterlagen vorhanden waren, wurden sie bereitwilligst zur Verfügung gestellt, wofür die Autoren an dieser Stelle herzlich danken möchten. Insgesamt konnten 17 Berichte über Abbrüche beschafft, analysiert und ausgewertet werden.

Vor Beginn der Auswertung wurde für die Analyse der Abbruchberichte ein Leitfaden erstellt, in dem der Spannstahl, seine Umgebungsbedingungen und die auf ihn wirkenden Einflußgrößen erfaßt werden. Anhand dieses Leitfadens, der im wesentlichen eine Kurzfassung - mit Schwerpunkt Spannstahl - des Allgemeinen Rundschreibens Straßenbau Nr. 7/1974:

"Untersuchungen an abzubrechenden Massivbrücken und massiven Teilen von Stahl-Verbundträgerbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen" der Bundesanstalt für Straßenwesen darstellt,

erfolgte dann die systematische Auswertung der Berichte. Leider konnte nicht in jedem Fall die Zielvorstellung des Forschungsvorhabens bzw. des o.g. Leitfadens bei der Auswertung eingehalten werden, da ein großer Teil der Berichte im Hinblick auf den Leitfaden unvollständig oder unter ganz anderen Gesichtspunkten zusammengestellt waren. Abbrüche von Bauwerken infolge der Verwendung von Tonerdeschmelz-Zementen wurden hier nicht berücksichtigt, da zwischenzeitlich der Einsatz derartiger Zemente für Spannbetonbauteile verboten ist.

Das Alter der in die Auswertung einbezogenen Bauwerke lag zwischen 5 und 29 Jahren mit einem Schwerpunkt der Nutzungsdauer bei ca. 20 Jahren. Die Ergebnisse der Auswertung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- a) Die Mehrzahl aller Bauwerke ($\sim 80\%$) wurden infolge von Straßenverbreiterungen oder -verlegungen bzw. Kanal- oder Flußverlegungen abgebrochen. Ihre Standsicherheit und Dauerhaftigkeit stand bis zum Abbruch nicht im Zweifel.

Die restlichen Bauwerke ($\sim 20\%$) mußten infolge konstruktiver Mängel (fehlerhafte Dichtung, falsches Gefälle etc.), mangelhafter Bauausführung (Betonierfehler, un- oder teilverpreßte Hüllrohre etc.) oder Verwendung ungeeigneter Baustoffe (z.B. Verwendung Cl-haltiger Zusatzmittel oder Reparaturmörtel) abgebrochen werden.

Bauwerke, die frei von Planungs-, Verarbeitungs- oder Baustoffehlern waren und nur wegen Materialversagens der Spannstähle infolge langjähriger Nutzung (Alterung) abgebrochen werden mußten, wurden nicht bekannt.

- b) Spannstähle aus einwandfrei verpreßten Hüllrohren zeigten auch nach 20 - 30-jähriger Nutzungsdauer keine Einbußen in ihren Festigkeits- und Verformungskennwerten. Die ermittelten Kennwerte derartiger Spannstähle entsprachen mindestens den Nennwerten der Zulassungsbescheide zur Bauzeit.

Eine vergleichbar sichere Aussage im Hinblick auf die Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen aus einwandfrei verpreßten Hüllrohren ist nach derzeitigem Erkenntnisstand noch nicht möglich, da die Versuchsanzahl wesentlich kleiner ist und zudem häufig unmittelbare Vergleichswerte aus der Herstellungszeit der Stähle fehlen. In drei Fällen hatte sich eine Abminderung der Dauerschwingfestigkeit an Stählen aus einwandfrei verpreßten Hüllrohren gegenüber den Ursprungswerten ergeben, von denen nur einer durch Walzfehler zu erklären war. Nach den hier gewonnenen Erkenntnissen kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die u.U. nicht auszuschließenden Abminderungen der Dauerschwingfestigkeit derartiger Stähle durch Alterung nur Größenordnungen erreichen, die in der Regel keine unmittelbare Gefährdung der Bauwerke darstellen.

- c) Bevorzugte Stellen oder Bereiche korrosiver Ein- und Auswirkungen waren unvollständig verpreßte Hüllrohre, Kontaktstellen zwischen Hüllrohr und Spannstahl sowie unausgefüllte Zwickel zwischen sich berührenden Spanndrähten. Sofern keine Feuchte von außen in die Hüllrohre eintreten konnte, war der korrosive Abtrag gering. Narbentiefen zwischen etwa 20 - 300 µ sind die Regel, Narbentiefen bis 500 µ und darüber können dagegen schon als Ausnahmen angesehen werden.

Die Auswirkungen solcher Narben auf die Festigkeits- und Verformungskennwerte der Stähle bestätigten die bisherigen Erfahrungen: Es ergaben sich hier Abminderungen der Festigkeitskennwerte um maximal 5 %, der Verformungskennwerte (Bruchdehnung) jedoch schon zwischen 20 und 65 %, wobei 65 % als Ausnahme anzusehen ist.

Bei der Dauerschwingfestigkeit können derartige Narben schon zu Abnahmen bis 50 % und darüber gegenüber gleichen

Stahlproben aus einwandfrei verpreßten Hüllrohren führen. Abminderungen dieser Größenordnung wurden bei Narbentiefen zwischen 150 und 250 μ häufig beobachtet. Auch bei Narbentiefen um 50 μ sind schon Abnahmen der Schwingbreite um ca. 10 % zu erwarten. Ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen Narbentiefe und Lastspielzahl (bei jeweils vorgegebener Oberspannung) und damit auch zwischen Narbentiefe und Dauerschwingfestigkeit kann jedoch nicht angegeben werden.

- d) In unverpreßten oder unvollständig verpreßten Hüllrohren mit der Möglichkeit einer Feuchtigkeitzufuhr von außen waren dagegen tiefe, den Querschnitt beeinträchtigende Korrosionsnarben vorhanden, die bei dünneren Drähten häufig, bei Spannstählen großer Durchmesser ($\varnothing > \sim 20$ mm) wegen des prozentual geringeren Einflusses der Narbentiefen auf den Querschnitt dagegen sehr selten zu Brüchen geführt hatten. Die mechanisch-technologischen Gütekennwerte - insbesondere die Dauerschwingfestigkeit - erfuhren in solchen Fällen Abminderungen, die eine Weiterverwendung der Stähle in der Regel nicht mehr zuließen.
- e) Als sehr unsicher wegen geringer Anzahl und vergleichsweise hoher Meßungenauigkeit müssen nach wie vor die Werte ermittelter Spannkraftverluste gelten, die zwischen 9 und 34 % lagen, wobei der Korrosionszustand naturgemäß ohne Einfluß war. In diesen Werten sind Spannungsverluste infolge Spannstahlrelaxation sowie Kriechen und Schwinden des Betons enthalten. Eine Übereinstimmung zwischen nachträglicher Rechnung und tatsächlichen Spannungsverlusten liegt in der Regel nicht vor. Aufgrund der hohen Meßwertstreuungen auch bei Drähten aus einem Spannglied müssen die Ursachen für die teilweise gemessenen, hohen Spannkraftverluste zum größten Teil der angewandten Meßtechnik und nicht den Materialeigenschaften der Spannstähle zugerechnet werden.

Die Auswertung der vorhandenen Abbruchberichte hat demnach gezeigt, daß Spannstahl grundsätzlich ein sehr dauerhafter

Baustoff ist, der bei vollständiger Umhüllung mit Verpreßmörtel seine ihm im Bauwerk übertragenen Aufgaben auch langfristig ohne Qualitätseinbußen erfüllen kann.

Auch die vergleichsweise häufig gefundenen Verpreßmängel, wie verbliebene Resthohlräume, Blasen oder unausgefüllte Zwickel, stellen für sich allein noch keine unmittelbare Gefahr für Standsicherheit und Dauerhaftigkeit eines Spannbetonbauwerkes dar, trotz bereits meßbarer - und besonders hinsichtlich der Dauerschwingfestigkeit u.U. erheblicher - Abminderungen der Spannstahlgütekennwerte. Diese Mängel in der Verpressung erhöhen jedoch grundsätzlich die Empfindlichkeit des Bauwerks gegenüber korrosiven Einflußfaktoren (eindringende Feuchte, u.U. in Verbindung mit Korrosionsstimulatoren) und stellen somit eine ggf. nicht unerhebliche Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit dar.

Die hier vorgestellten Erkenntnisse zum Langzeitverhalten von Spannstählen decken sich nahezu vollständig mit den Ergebnissen des ebenfalls vom Institut für Bautechnik geförderten und hier bearbeiteten Forschungsvorhabens "Baustoffuntersuchungen an Spannbetonbauwerken zur Ermittlung des Langzeitverhaltens von Spannstählen" (Az.: IV/-1-5-134/77). Sie erfordern daher im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauwerken, daß bei der Entwicklung neuer Spanndrähte nicht korrosionsempfindlichere Werkstoffe entstehen, vor allem aber eine Weiterentwicklung der Spannverfahren. In Zukunft sollten daher Spannverfahren verbessert, entwickelt und bevorzugt werden, die beispielsweise aufgrund von Hüllrohrquerschnitt und Spanndrahtfüllung ein wesentlich fehlstellenfreieres Verpreßergebnis als bisher ermöglichen. Von gleicher Bedeutung ist aber auch, daß den Verpreßarbeiten grundsätzlich ein höherer Stellenwert und damit noch größere Sorgfalt im Bauablauf eingeräumt wird.

Die Autoren danken abschließend dem Institut für Bautechnik für die Förderung des Forschungsvorhabens und allen Institutionen, die uns bereitwilligst Unterlagen und Berichte zur Verfügung gestellt haben.

